

Table des matières

Introduction	1
1 Modélisation du comportement des sols	7
1.1 Introduction	7
1.2 Observations expérimentales	8
1.2.1 Principe de l'essai oedométrique	9
1.2.2 Principe de la compression isotrope triaxiale	10
1.2.3 Principe des essais triaxiaux	12
1.2.4 Compressibilité du sol	13
1.2.5 Essais triaxiaux consolidés drainés	15
1.2.6 Essais triaxiaux consolidés non drainés	16
1.2.7 Essais avec des cycles de chargement-déchargement	18
1.2.8 Synthèse sur les observations expérimentales	19
1.3 Modélisation du comportement mécanique d'un sol	20
1.3.1 Caractéristiques du comportement des sols à prendre en compte	21
1.3.2 Contexte historique	24
1.3.3 Principes fondamentaux	25
1.3.4 Modèles élastoplastiques classiques	28
1.3.5 Modèles avec une surface frontière	30
1.3.6 Modèles incrémentalement non linéaires	31
1.3.7 Synthèse	32
1.4 Formulation théorique	34
1.4.1 Compression isotrope	35
1.4.2 Réponse élastique	36
1.4.3 Surface de charge et règle d'écoulement généralisées	36
1.4.4 Modèle de Cam-Clay modifié	37
1.4.5 Modèle unifié pour l'argile et le sable (CASM)	38
1.4.6 Modèle proposé	39
1.4.7 Synthèse des modèles étudiés	42
1.5 Simulation d'essais triaxiaux	44
1.5.1 Essais triaxiaux non drainés	45
1.5.2 Essais triaxiaux drainés	45
1.5.3 Essais triaxiaux à chemin de contraintes contrôlé	49
1.6 Implémentation d'une loi de comportement incrémentale	51
1.6.1 Loi incrémentale générale	56
1.6.2 Loi élastoplastique	57

1.6.3 L'algorithme proposé	58
2 Application au creusement de tunnels	61
2.1 Introduction	61
2.2 Méthodes de creusement de tunnels	61
2.2.1 Méthode conventionnelle	62
2.2.2 Creusement au tunnelier	64
2.3 Observations expérimentales	66
2.3.1 Observations sur des modèles réduits	66
2.3.2 Observations sur des tunnels à grandeur réelle	69
2.4 Méthodes de prédiction des déplacements induits	76
2.4.1 Méthodes empiriques	76
2.4.2 Méthodes analytiques	77
2.4.3 Modélisations numériques	79
2.5 Simulation mécanique du creusement d'un tunnel en 2D	82
2.5.1 Modèle et géométrie	82
2.5.2 Résultats	84
2.5.3 Synthèse	90
2.6 Simulation mécanique du creusement d'un tunnel en 3D	91
2.6.1 Modèle numérique	92
2.6.2 Effet du choix de modélisation du tunnelier	95
2.6.3 Effet de l'écrouissage déviatorique	98
2.7 Synthèse sur les résultats des simulations numériques	99
2.8 Simulation hydromécanique du creusement d'un tunnel	100
2.8.1 Formulation du couplage hydromécanique	100
2.8.2 Caractéristiques des simulations	102
2.8.3 Résultats	103
2.8.4 Synthèse	106
2.9 Application à un tunnel du Grand Paris	107
2.9.1 Présentation du tunnel étudié	107
2.9.2 Modèle numérique	108
2.9.3 Résultats	113
2.10 Conclusions	118
Conclusion et perspectives	121
A On the use of the soil critical state for shallow tunnels modelling	135
B Formulation du modèle HSM	143
C Modélisation des essais à contraintes contrôlées avec VIPLEF	145
D Performance numérique de la méthode d'intégration à rigidité constante	147

Introduction générale

Les avantages de l'exploitation de l'espace souterrain et de la construction de tunnels pour les infrastructures de transport ne sont plus à débattre. Plusieurs métropoles dans le monde ont des plans d'extension du réseau souterrain pour les dix à vingt années à venir. Par exemple, des tunnels d'une longueur totale qui dépasse les 100 km sont creusés, entre 2009 et 2019, pour le projet Crossrail qui ne constitue qu'une partie du "London Infrastructure Plan 2050" (Crossrail, 2019). Pour le projet du Grand Paris Express, plus de 200 km de tunnels de métro seront creusés d'ici 2030. L'exploitation du sous sol pour l'extension ou la création de nouvelles lignes de métro présente plusieurs défis. D'une part, le sous-sol est très chargé avec l'existence de plusieurs infrastructures en service et d'autre part, les structures en surface doivent être préservées.

L'impact de la création de nouvelles lignes de métro ou leur extension doit être estimé assez précisément pour éviter d'éventuels dégâts. Par exemple, un tronçon de l'extension de la ligne 14 du métro parisien passe en dessous de la ligne 13 du côté de la Porte de Clignancourt. Les travaux de creusement ne doivent pas perturber la ligne 13 en service à quelques mètres (Ferrovial, 2019). Il était prévu que la ligne 15 du Grand Paris rejoigne la Défense en 2030 en réalisant des excavations sous le centre commercial des Quatre-Temps. Cependant, à cause de la délicatesse de ces travaux et la maîtrise de leur impact sur les structures existantes la question se pose toujours sur l'emplacement exact de ce chantier (AFP, 2019).

Comme les tunnels en site urbain sont souvent peu profonds, leur creusement peut avoir un fort impact sur la stabilité des structures en surface. Il est donc indispensable que le dimensionnement de ces ouvrages souterrains soit fondé sur une modélisation la plus rigoureuse possible. En effet, les déplacements induits par l'excavation peuvent se propager jusqu'à la surface et générer des affaissements ou des effondrements. Par exemple, le creusement de la première ligne de métro à Rennes a provoqué l'effondrement de la chaussée sur une dizaine de mètres en mars 1999. Environ dix-sept ans plus tard, le creusement de la deuxième ligne de métro dans la même ville a entraîné l'effondrement du sol d'un magasin. Ces deux effondrements sont illustrés sur la Figure 1.

Malgré les progrès scientifiques et technologiques réalisés durant la période entre les deux chantiers de métro, il est clair que des améliorations doivent encore être apportées à l'étude des tunnels. En milieu urbain dense, le creusement de tunnels peut encore causer des fissures et des dégâts importants aux bâtiments existants. Des fissures se propageant dans les murs et les plafonds sont apparues récemment après le creusement de la section souterraine du tramway T6 dans les Yvelines comme le montre la Figure 2.



(a) mars 1999

(b) novembre 2016

FIGURE 1 – Effondrements dans des chantiers de tunnels de métro à Rennes (*France Info*)

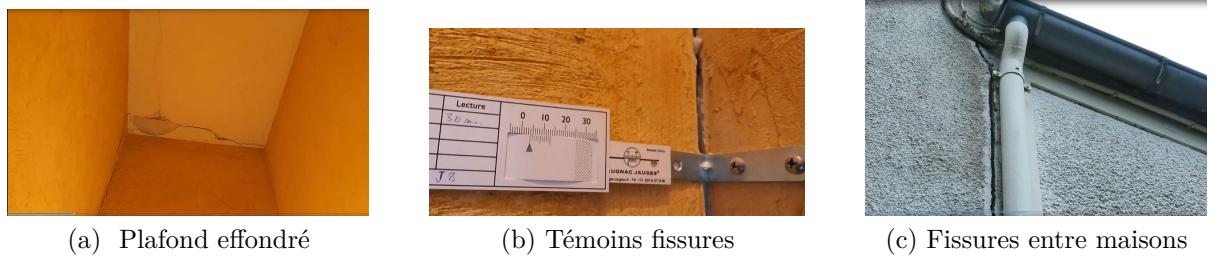


FIGURE 2 – Dégâts causés par le creusement du tunnel du Tramway T6 à Viroflay en janvier 2014 (*Le Parisien*)

Les déplacements induits par cette excavation ont même causé la séparation de deux maisons mitoyennes comme le montre la Figure 2c. Ce genre d'incidents est doublement pénalisant pour un chantier de tunnel en milieu urbain. D'une part à cause du remboursement de la réparation des dommages causés par les travaux et d'autre part à cause de l'arrêt de chantier en l'attente des investigations des experts. Cet arrêt engendre un surcoût et augmente les délais de réalisation. Le maître d'ouvrage a donc intérêt à éviter ce genre d'événements en étudiant au préalable le comportement du terrain à creuser et l'intégrer au dimensionnement. La prédition de ce type d'aléas devient un défi des travaux souterrains dans des sous-sols urbains de plus en plus denses.

Le creusement d'un tunnel engendre différents mouvements dans le terrain environnant. Le front de taille se déplace généralement vers l'excavation. A ce déplacement d'extraction s'ajoute la convergence des parois du tunnel dans le plan orthogonal à l'axe de l'excavation. Dans le cas des tunnels peu profonds, ces mouvements se propagent jusqu'à la surface du terrain constituant une cuvette de tassement tridimensionnelle qui risque de causer des dommages aux structures existantes. La Figure 3 illustre le champ de déplacement tridimensionnel induit par le creusement d'un tunnel. A cause du faible confinement, le risque d'instabilité peut être accru dans le cas des tunnels peu profonds. En effet, les effets de voûtes transversales et longitudinales qui prennent naturellement naissance dans

le cas des tunnels profonds sont réduits quand le diamètre de l'excavation n'est pas négligeable devant la profondeur.

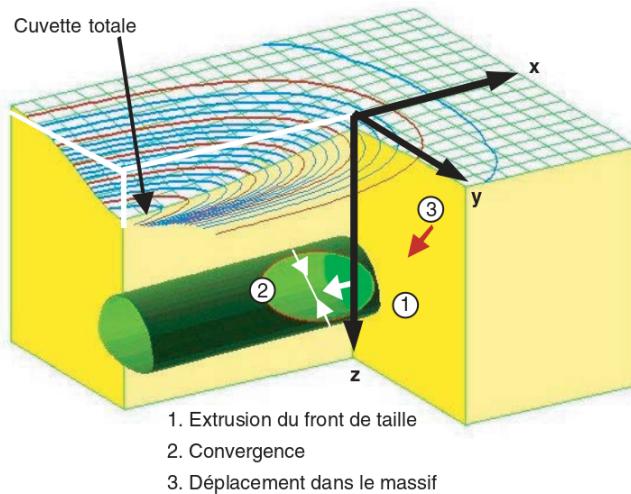


FIGURE 3 – Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond (Serratrice & Magnan, 2002)

On distingue deux méthodes principales de creusement de tunnels, le creusement mécanisé au tunnelier et la méthode dite conventionnelle. La première méthode offre une meilleure maîtrise des déplacements induits mais ne peut être utilisée que pour les linéaires importants. Le choix de la méthode conventionnelle s'impose pour les petites sections, les virages importants, les galeries d'accès ou de contrôle. Cependant, elle engendre une perte de volume de 2 à 4% contre 0.5 à 1% pour un creusement au tunnelier. Pour limiter les mouvements induits, des soutènements sont installés au fur et à mesure de l'avancement du front de taille et des pré-soutènements (boulonnage du front, voûte parapluie, etc.) sont mis en place dans la méthode conventionnelle. L'efficacité des dispositifs de pré-soutènement a particulièrement été mise en évidence à travers des retours d'expérience sur des chantiers de tunnels urbains (Lunardi, 2008 ; Ocak, 2008). Cependant, les simulations prenant en compte ces dispositifs ne sont pas encore satisfaisantes (Hounyevou Klotoe, 2017 ; J. P. Janin, 2012). Une modélisation sécuritaire et optimisée demeure un sujet de recherche d'actualité.

L'utilisation des simulations numériques est commune et répandue pour la modélisation du creusement de tunnels. C'est un problème complexe qui dépend principalement des paramètres suivants :

- caractérisation du terrain environnant,
- choix du modèle de comportement du sol,
- conditions hydrogéologiques,
- identification de l'état initial,
- prise en compte du phasage et de la vitesse d'avancement,
- détails de la méthode de construction,

- simulation du soutènement,
- interaction avec les structures existantes,
- conditions aux limites.

Chacun des paramètres précédents risque d'avoir une influence non négligeable sur la qualité des simulations mais certains paramètres peuvent être déterminés avec plus de précision que d'autres. Par exemple, il n'est pas évident de déterminer l'état initial du terrain d'autant plus s'il est perturbé par la présence de différents ouvrages souterrains dans un sous-sol urbain très dense. En revanche, le phasage et la vitesse d'avancement sont définis selon les spécificités du projet et de la méthode de construction choisie tandis que la simulation des soutènements dépend des lois d'interface avec le terrain et sa réponse. Par ailleurs, des données géotechniques d'une grande précision permettront une meilleure prévision des déplacements induits. Cependant, la caractérisation du terrain environnant et l'identification des conditions hydrogéologiques selon une campagne exhaustive d'essais géotechniques *in situ* et au laboratoire ne sont pas suffisantes si la loi de comportement du sol n'intègre pas les caractéristiques de la réponse du terrain.

La qualité des prédictions des déplacements induits par une excavation dépend alors de plusieurs paramètres dont le choix du modèle de comportement du sol. L'importance de ce choix a été soulignée par plusieurs auteurs comme Addenbrooke, Potts, et Puzrin (1997) qui ont modélisé le tunnel ouest sous le parc de St-James avec différents modèles de comportement. La Figure 4 compare la cuvette observée sur ce chantier avec celles obtenues avec divers modèles de comportement, toute chose étant égale par ailleurs.

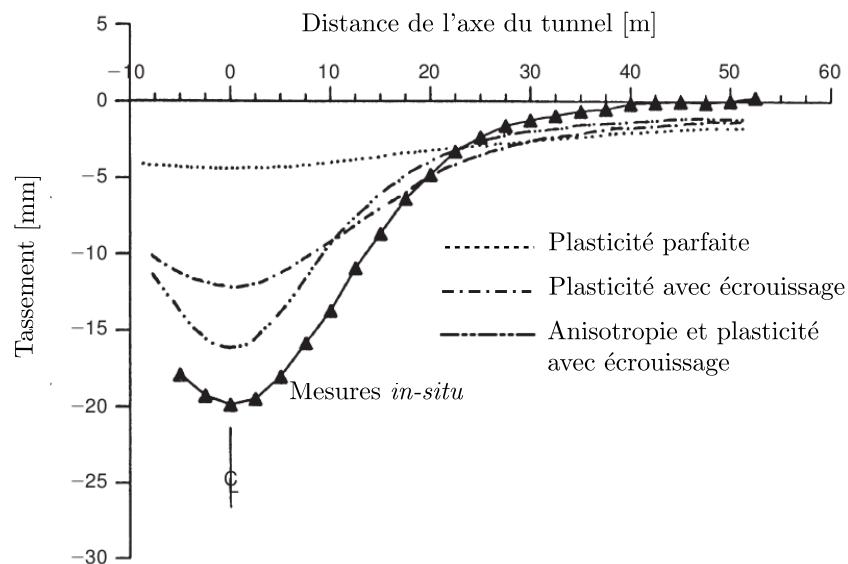


FIGURE 4 – Comparaison des cuvettes de tassement mesurée et simulées avec différents modèles de comportement (figure modifiée d'après Addenbrooke et al. (1997))

On note que la reproduction des tassements mesurés est améliorée en intégrant différents mécanismes dans le modèle de comportement.

La question se pose alors sur le choix du modèle de comportement pour la simulation du creusement de tunnels et ses caractéristiques.

Dans le contexte de la préparation du projet du Grand Paris, le projet Newtun, coordonné par Soletanche Bachy, a été lancé pour rendre les techniques conventionnelles de creusement plus efficaces et plus sûres (*Soletanche Bachy*, 2013). L'un de ses objectifs étant de développer un outil de calcul numérique puissant et fiable. Pour ce faire, le développement d'un modèle de comportement du sol adapté pour la simulation du creusement des tunnels était une des étapes primordiales. Le Centre de Géosciences a pris part dans ce projet, d'une part pour apporter une contribution académique et scientifique et d'autre part pour développer son activité de recherche en mécanique des sols. En effet, lors du lancement de cette thèse, son laboratoire des essais d'identification du comportement mécanique d'un solide était équipé principalement pour les "roches" alors que le creusement de tunnels en milieu urbain se situe en général dans des "sols". Cette thèse au centre de Géosciences s'insère alors dans cette optique pour une contribution au développement des techniques de simulation des ouvrages souterrains dans les sols.

Une vaste panoplie de modèles de comportement existe dans la littérature. Répertorier tous les modèles existants serait une tâche fastidieuse sans apport majeur vu qu'ils dépassent la centaine pour différentes applications géotechniques et avec de multiples dérivées. Entre les modèles les plus simples et ceux les plus sophistiqués, l'ingénieur risque de ne pas faire le bon choix et de privilégier l'utilisation des modèles classiques intégrés dans les codes de calcul commercialisés. Comme il n'existe pas un modèle de comportement universel, nous cherchons les principales caractéristiques qu'un modèle de comportement doit intégrer pour une meilleure simulation du creusement de tunnels tout en réduisant l'écart entre les modèles utilisés en ingénierie et ceux les plus sophistiqués présentés dans la littérature.

Le travail de cette thèse propose :

- le développement d'un modèle de comportement pour le sol adapté à la simulation des excavations et intégrant les principales caractéristiques de la réponse du sol avec un nombre réduit de paramètres ;
- intégration du modèle validé dans des codes de calcul en éléments finis pour des simulations à l'échelle de la structure ;
- une mise en évidence des choix de modélisation qui influencent la simulation des déplacements induits par le creusement de tunnels.

Le développement et le calage d'un modèle de comportement du sol se sont appuyés sur les résultats d'essais triaxiaux réalisés à chemin de contraintes contrôlé, reproduisant un cisaillement pur similaire à celui induit par une excavation, et sur des résultats d'essais de la littérature.

Les modèles développés dans le cadre de cette thèse sont intégrés dans le code éléments finis VIPLEF 3D (code de calcul de l'équipe de Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique du centre de Géosciences) et dans le code numérique commercialisé PLAXIS dont l'utilisation est très répandue en ingénierie. Les détails de l'intégration numérique sont aussi

présentés avec un nouvel algorithme.

Si la majorité des tunnels sont aujourd’hui creusés au tunnelier, la méthodologie de leur modélisation est loin d’être fixée. Pour cette raison, différentes configurations de modélisation des tunneliers ont été analysées avec le code de calcul Plaxis en 2D et 3D. L’influence du couplage hydromécanique a aussi été étudiée à travers des simulations de creusement de tunnel en 3D.

Ce manuscrit est divisé en deux grandes parties. La première partie présente le modèle de comportement développé après un succinct état d’art des modèles existants et une identification des mécanismes importants pour la simulation des déplacements induits par le creusement de tunnels. Les performances et les avantages de ce modèle sont étudiés en comparaison à deux modèles existants. L’intégration numérique de ce modèle dans un logiciel d’éléments finis est présentée à la fin de cette partie. La deuxième partie est une étude de la modélisation du creusement de tunnels en milieu urbain. Elle regroupe un état d’art et des simulations mettant en exergue l’influence des phénomènes les plus importants à prendre en compte pour ces modélisations. Finalement, une section d’un tunnel du Grand Paris est simulée avec deux modèles de comportement. La comparaison des résultats numériques avec des mesures *in situ* permet de valider le modèle développé à l’échelle de la structure.

1. Modélisation du comportement des sols

1.1 Introduction

La modélisation du comportement du sol étant indispensable à la simulation et au dimensionnement des ouvrages géotechniques, plusieurs modèles de comportement ont été proposés dans la littérature selon une approche phénoménologique en se basant sur la réponse du sol observée à l'issue des essais réalisés au laboratoire sur des échantillons considérés ayant un volume élémentaire représentatif (VER) sans s'intéresser à la micro-structure. Une autre approche dite multi-échelle a été développée pour prendre en compte la micro-structure du VER et contourner l'utilisation de lois phénoménologiques en se basant sur la modélisation des particules du sol et leurs interactions pour transmettre les tenseurs de contraintes et de déformations au niveau macroscopique. Une vue d'ensemble de cette approche, initialement développée pour les sables, est donnée par O'Sullivan (2011). Elle a ensuite été généralisée pour inclure la simulation du comportement des argiles (e.g. Katti, Matar, Katti, et Amarasinghe (2009); Shang, Hu, et Zhou (2015)) mais la complexité des forces d'interactions de surface et de la géométrie des particules restreint son utilisation aux matériaux granulaires majoritairement. Dans cette approche, l'identification des paramètres physiques à l'échelle microscopique n'est pas évidente pour tous les types de sols et ne peut être réalisée sans le recours à des résultats macroscopiques pour leur ajustement. De plus, les simulations basées sur une telle approche demeurent très coûteuses à l'échelle de la structure et ne sont pas encore utilisées en ingénierie. Il n'existe pas au jour d'aujourd'hui un modèle universel pour un type de sol ou une application donnée mais différents modèles basés sur une idéalisation de la réponse observée au laboratoire. L'intégralité des modèles de comportement utilisés en pratique sont donc phénoménologiques décrivant les réponses macroscopiques des essais.

La recherche d'un modèle de comportement phénoménologique pour la simulation de la réponse du sol est loin d'être un terrain non exploré. La première relation entre les contraintes et les déformations s'appuie sur la théorie de l'élasticité développée initialement pour les métaux au 17^{ème} siècle (comme cité par Truesdell (1960)). La caractérisation de la résistance des géo-matériaux a eu lieu par la suite notamment avec l'introduction du critère de Mohr-Coulomb au 18^{ème} siècle (Coulomb, 1776). Depuis la fin des années soixante, le développement des méthodes numériques comme la méthode des éléments finis et la montée en puissance des outils informatiques ont redynamisé la publication de travaux de recherche sur les modèles de comportement du sol. Une grande partie de ces travaux s'intéresse aux sols visqueux dont la réponse dépend de la vitesse de chargement ou du temps physique. D'autres recherches étudient la reproduction de la réponse des sols non visqueux qui ne présentent pas de fluage. C'est cette deuxième catégorie qui a

1.2. *Observations expérimentales*

fait l'objet de nos études. Plusieurs travaux présentent des modèles sophistiqués avec leur validation à l'échelle de l'échantillon sans s'intéresser à leur performance ou leur valeur ajoutée à l'échelle de la structure. En revanche, les modèles présentés avec un grand degré de complexité pour une application géotechnique donnée ne sont pas utilisés en ingénierie. Dans ce travail, nous essayons de développer un modèle de comportement du sol adapté à la simulation du creusement des tunnels avec un degré de complexité acceptable et une identification assez facile de ses paramètres.

Le sol étant un matériau naturel triphasique, composé d'un squelette granulaire solide, d'un liquide interstitiel (eau, ou autre fluide, ...) et du gaz interstitiel (air, vapeur d'eau, ...), son comportement peut varier notablement en fonction du degré de saturation. Cependant, pour l'application qui nous intéresse, nous pouvons considérer que les sols sont secs à faible profondeur en absence de la nappe et saturés sous la nappe. La prise en compte du comportement plus complexe des sols non saturés est plus pertinente pour l'étude des barrages, des digues ou des remblais. Ainsi, on se restreint dans tout ce qui suit au cas des sols saturés ou secs.

Cette partie commence par une présentation des principales observations expérimentales sur lesquelles sont basés les modèles de comportement utilisés pour la modélisation du comportement du sol. Ensuite, un état de l'art présente les principales familles de modèles de comportement de la littérature avant de mettre en exergue les principales caractéristiques du comportement du sol à intégrer pour la simulation des ouvrages souterrains. Une analyse critique permet de montrer l'écart entre les modèles utilisés en ingénierie et ceux les plus sophistiqués présentés dans la littérature. Un nouveau modèle de comportement est proposé pour offrir une meilleure option aux ingénieurs pour la simulation des tunnels à faible profondeur.

1.2 Observations expérimentales

L'analyse des résultats des essais de laboratoire donne le point de départ pour l'identification des principales caractéristiques du comportement mécanique du sol et l'élaboration de modèles et de lois rhéologiques.

Pour faciliter le traitement des résultats des essais de laboratoire, l'état thermodynamique d'une éprouvette est supposé homogène. Autrement dit, les grandeurs physiques (contraintes, déformations, pression interstitielle, ...) sont supposées constantes dans l'éprouvette. A cette hypothèse d'homogénéité s'ajoute l'hypothèse de représentativité des échantillons. Ces deux hypothèses sont adoptées pour le développement de lois de comportement du sol par la suite.

En mécanique des sols, l'identification d'une loi de comportement et ses paramètres est généralement réalisée à partir d'essais oedométriques et triaxiaux. En effet, la compressibilité du sol est caractérisée à partir d'un essai oedométrique ou d'un essai de compression isotope et sa réponse déviatorique à partir d'un essai de cisaillement triaxial. Après un rappel des principes de ces essais, des résultats expérimentaux caractéristiques de la réponse de sols argileux sont présentés.

Comme les sections de tunnels les plus contraignantes sont creusées dans des sols

argileux de faible perméabilité, nous nous intéressons au comportement de ce type de sol en particulier dans ce qui suit.

1.2.1 Principe de l'essai oedométrique

L'oedomètre est un appareil composé d'une cellule oedométrique, dont le schéma est donné par la Figure 1.1, et d'un bâti de mise en charge permettant d'appliquer sur le piston une force verticale et la maintenir constante pendant une durée donnée.

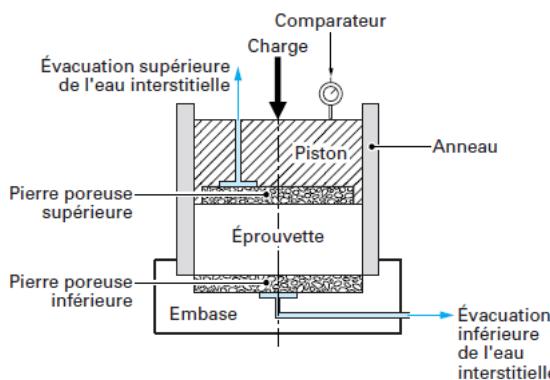


FIGURE 1.1 – Cellule oedométrique (Magnan, 2000)

On note que la norme XP 94-090-1 (*Sols : reconnaissance et essais - Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers*) indique la procédure de préparation de l'éprouvette et de réalisation d'un essai oedométrique classique. L'éprouvette cylindrique utilisée a généralement un diamètre de 7 cm et une hauteur de 2 cm. Après sa mise en place entre deux pierres poreuses dans un anneau empêchant toute déformation radiale, elle est saturée avant le début de chargement uniaxial lequel est réalisé par paliers. Chaque palier est en principe maintenu pendant 24 heures en vérifiant que la consolidation est terminée. Le tassement de l'éprouvette est mesuré après la stabilisation des déformations qui est atteinte quand la consolidation est terminée soit quand la pression interstitielle est dissipée.

Cet essai permet d'établir :

- les courbes de consolidation qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous une contrainte constante ;
- la courbe de compressibilité qui indique le tassement en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

Si on note la hauteur initiale de l'éprouvette h_0 , sa déformation axiale ε_a est calculée à partir de la variation de sa hauteur Δh qui est mesurée par un comparateur selon l'égalité :

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (1.1)$$

Comme le sol est un matériau relativement déformable par rapport aux roches, sa déformation s'accompagne par une modification de sa porosité. Pour cette raison, l'indice

1.2. Observations expérimentales

des vides est introduit comme une variable d'état caractérisant le sol et les courbes de compressibilité indiquent plutôt la variation de l'indice des vides e en fonction du logarithme de la contrainte appliquée. Les déformations radiales de l'éprouvette étant nulles, et en supposant que les grains solides sont indéformables, la variation de l'indice des vides Δe est directement liée à la variation de la hauteur de l'éprouvette par l'équation :

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (1.2)$$

où e_0 est l'indice des vides initial de l'échantillon.

1.2.2 Principe de la compression isotrope triaxiale

La compressibilité du sol est aussi caractérisée par un essai de compression isotrope qui dépasse les conditions unidimensionnelles de l'essai oedométrique. Cet essai repose sur l'utilisation d'une cellule triaxiale illustrée par la Figure 1.2a pilotée par trois contrôleurs pression-volume GDS (Figure 1.2b) qui contrôlent la pression de confinement radiale σ_r , la contrainte axiale σ_a et le volume d'eau dans l'échantillon ou sa pression interstitielle u .



(a) Cellule triaxiale



(b) Trois GDS pour le contrôle des essais triaxiaux

FIGURE 1.2 – Dispositif expérimental installé

Les échantillons cylindriques sont caractérisés par un élancement égal à 2 avec un diamètre de 5 ou 3.5 cm selon l'embase de la cellule triaxiale utilisée. Après la protection de l'éprouvette par une membrane en Latex imperméable, elle est mise en place entre deux pierres poreuses et des élastiques sont utilisés pour obturer ses extrémités. La cellule est ensuite remplie par un fluide incompressible (généralement de l'eau désaérée en mécanique des sols) pour appliquer un confinement isotrope.

Avant le début de la compression, l'échantillon est saturé par paliers sous une contre-pression légèrement inférieure au confinement appliqué. Pour faciliter le passage de l'eau durant la saturation, on peut faire circuler du CO₂ dans l'échantillon. Comme le CO₂ se dissout dans l'eau, le gaz piégé dans le sol disparaîtra par la suite. La saturation est vérifiée par le coefficient de Skempton qui est défini comme le rapport de la pression interstitielle induite et de l'incrément de la contrainte totale isotrope appliquée. Giroud et Cordary (1976) ont montré que pour un sol fin ou argileux, le degré de saturation est très

proche de 1 pour un coefficient de Skempton supérieur à 0.85. La saturation des argiles susceptibles de gonfler doit être réalisée à une pression de confinement assez proche de la pression effective *in situ* en augmentant simultanément la contre-pression et la pression de confinement avec des phases d'attente pour la stabilisation des échanges de l'eau dans l'échantillon et la contre-pression (Delage, Le, Tang, Cui, & Li, 2008). Pour une argile peu perméable, la phase de saturation peut durer entre 3 à 12 jours, avec un drainage des deux côtés de l'éprouvette, selon son degré de saturation initial.

La Figure 1.3 illustre le schéma de principe de montage d'une cellule triaxiale. Pour une compression isotrope, la pression de confinement (ou la contrainte radiale σ_r) s'applique tout autour de l'éprouvette sans effort vertical ($F = 0$) et le robinet de drainage reste ouvert pour réaliser la consolidation. Le confinement est augmenté par paliers avec des phases d'attente d'équilibre pour assurer le drainage. Pour cet essai, le volume d'eau sortant donne la déformation volumique et la déformation axiale est déduite de la variation de la hauteur de l'échantillon mesurée par un comparateur.

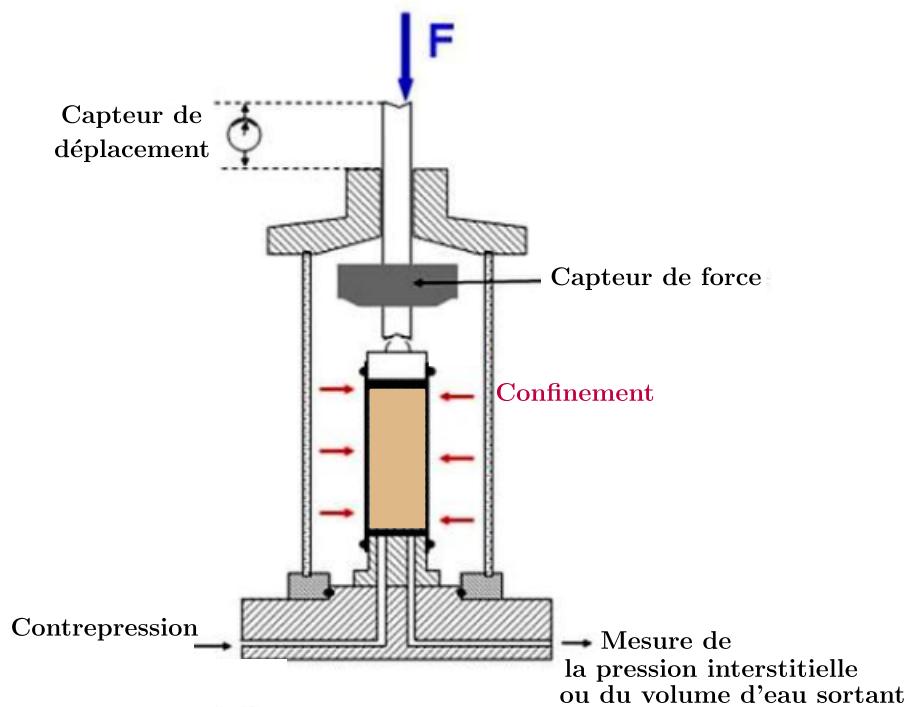


FIGURE 1.3 – Schéma de principe d'une éprouvette dans une cellule triaxiale (modifiée d'après Sols Mesures (2019))

Pour assurer la condition de drainage dans l'éprouvette, un taux de chargement très faible doit être respecté avec des temps d'attente de la consolidation jusqu'à dissipation de la pression interstitielle.

1.2.3 Principe des essais triaxiaux

La richesse de l'essai triaxial réside dans le fait qu'il permet d'appliquer une large gamme de pressions de confinement, et de mesurer et/ou de contrôler la pression interstitielle dans l'échantillon, selon la nature de l'essai. Dans les essais classiques, le confinement total est maintenu constant et la contrainte axiale σ_a est augmentée, à travers la force F (voir Figure 1.3), pour appliquer un déviateur croissant qui induit un cisaillement. Bien que ces essais soient appelés triaxiaux, en réalité, ils ne sont que biaxiaux vu que deux contraintes principales sont toujours égales à la pression de confinement sur l'éprouvette cylindrique. Des essais "triaxiaux vrais" sont réalisés sur des éprouvettes cubiques (Lanier, Di Prisco, & Nova, 1991) ou des cylindres creux (Monfared et al., 2011).

Les essais triaxiaux sont réalisés selon la norme NF P94-074 (*Sols : reconnaissance et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution*). Celle-ci décrit les procédures de préparation des éprouvettes et de déroulement des essais. Les différents types d'essai triaxiaux classiques sont :

- essai non consolidé non drainé UU,
- essai consolidé non drainé CU,
- essai consolidé drainé CD.

Dans l'essai triaxial de type UU, l'éprouvette subit directement un cisaillement non drainé sous un confinement donné sans une phase de consolidation même pas pour la saturation. Ce type d'essais doit être donc réalisé sur des échantillons proches de la saturation. Cette démarche risque d'induire des valeurs trop faibles de la cohésion non drainée s'il s'avère que l'échantillon est initialement non saturé.

Dans l'essai CU, une phase de consolidation a lieu après la saturation sous contre pression et le chargement est réalisé en conditions non drainées avec mesure de la pression interstitielle u . Cette dernière mesure permet d'accéder à la pression moyenne effective à partir des contraintes totales.

Au cours des essais CD, le robinet de drainage est ouvert et le volume d'eau sortant est mesuré pour avoir la déformation volumique au lieu de la pression interstitielle. Ces derniers essais exigent une vitesse de cisaillement assez faible pour assurer un drainage effectif et avoir une bonne estimation des déformations volumiques. Pour les sols peu perméables, notamment les argiles, ce type d'essais dure plusieurs jours à plusieurs semaines selon le niveau de contraintes à atteindre et la nature du sol.

Les résultats des essais sont présentés en utilisant les invariants du tenseur de contraintes effectives $\underline{\sigma}$. Pour un essai triaxial, la contrainte moyenne effective et le déviateur sont exprimés en fonction des contraintes totales radiale et axiale (σ_r et σ_a) tels que $p = (2\sigma_r + \sigma_a)/3 - u$ et $q = \sigma_a - \sigma_r$ où u est la pression interstitielle qui est nulle pour les essais drainés. En termes de déformations, on utilise la déformation axiale ε_a mesurée par un comparateur et la déformation volumique ε_v mesurée à partir de la variation du volume de l'eau contenue dans l'échantillon dans le cas des essais drainés.

Avec la cellule triaxiale classique, on peut réaliser des chemins de chargement particuliers tels que des chemins à rapport de cisaillement q/p constant ou à pression moyenne

constante. Les essais à contrainte moyenne constante sont moins courants que les essais à confinement constant à cause des contraintes techniques, comme la modification synchronisée des contraintes axiale et de confinement. Cependant, ce type d'essais offre un grand avantage de maintenir les déformations volumiques élastiques constantes. Les déformations volumiques mesurées sont donc directement les déformations volumiques plastiques. Ces essais ont été réalisés dans le cadre de ce travail pour reproduire un chemin de cisaillement pur assez proche du chemin de contraintes particulier autour du tunnel lors de son excavation. Le dispositif utilisé et les résultats obtenus font l'objet de la Section 1.5.3.

1.2.4 Compressibilité du sol

La compressibilité des argiles offre des informations importantes à la compréhension des facteurs qui influencent la réponse du sol sous différents chargements. Elle procure la réponse volumique qui donne les indices de compressibilité élastique et plastique en plus de la pression de préconsolidation p_c . Cette pression correspond à la plus grande pression subie par le sol. Les résultats des essais de compression isotope sont usuellement donnés par la variation de l'indice des vides e avec le logarithme de la pression moyenne effective p . Trois essais de compression isotope sur trois argiles différentes ont été retenus de la littérature pour analyser leurs réponses. Les chemins de compression suivis dans ces essais sont donnés dans le Tableau 1.1 avec les références correspondantes. La Figure 1.4 illustre les courbes de compressibilité de ces argiles.

Essai	Sol et Référence	Chemin de contraintes [kPa]
Iso-1	Argile plastique de Drammen (Bjerrum, 1967)	20 → 900
Iso-2	Argile de Londres reconstituée (Gasparre, 2005)	20 → 600 → 200
Iso-3	Argile de Boom (Delage, Sultan, & Cui, 2012)	130→1000→230→1000→ 4000

TABLE 1.1 – Synthèse des essais de compressibilité répertoriés dans la littérature

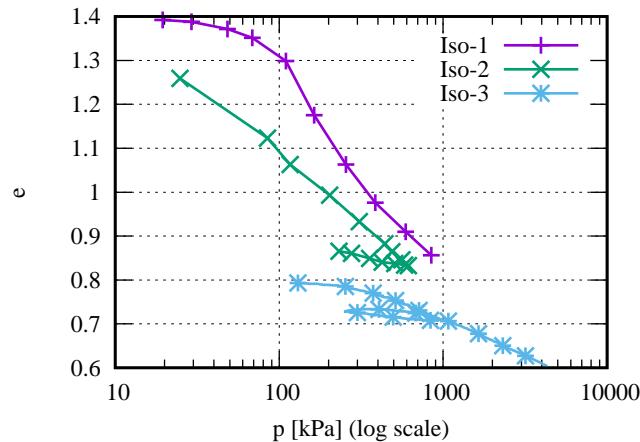


FIGURE 1.4 – Compressibilité de différentes argiles

1.2. Observations expérimentales

La courbe de compressibilité de l'argile plastique de Drammen peut être divisée en deux phases. La première phase (partie pseudo élastique) est restreinte à la partie où p est inférieure à 100 kPa qui représente approximativement la pression de préconsolidation pour l'échantillon testé. Des variations plus importantes de l'indice des vides ont lieu dans la deuxième phase (partie plastique) avec une continuité entre les deux phases. La compression isotrope de l'essai Iso-2, réalisé sur un échantillon reconstitué de l'argile de Londres, montre une réponse typique d'un échantillon normalement consolidé avec une pente de décharge plus petite que celle du chargement. Cette caractéristique de la réponse des argiles est aussi observée sur le cycle de décharge de l'essai Iso-3 sur l'argile de Boom. Avec un indice de vide plus petit, la compressibilité de l'argile de Boom est réduite par rapport à celle de l'argile de Drammen. On note aussi que le cycle de décharge-chargement de l'essai Iso-3 présente une hystéresis.

Les essais de compressibilités présentés confirment que la réponse du sol dépend de son état de contrainte en comparaison avec son historique de chargement. On introduit ici le coefficient de consolidation OCR (Over Consolidation Ratio), défini comme le rapport entre la pression de préconsolidation p_c et sa pression effective actuelle p , qui permet de qualifier cette caractéristique dans la mécanique des sols. Pour un essai de compression isotrope, la limite entre la première partie, supposée élastique et la deuxième partie plastique est donnée par la pression de préconsolidation p_c .

Ces résultats sont classiques et nous montrent une forte non-linéarité de la réponse du sol ne serait-ce que par la présence du logarithme de la pression moyenne. Ils ont invité les chercheurs à considérer une double non linéarité pour décrire la compressibilité du sol alors que sa réponse ne se décrit pas toujours par deux droites. La courbe change de pente quand la pression de préconsolidation est dépassée. Ceci est confirmé par la réponse d'un sol remanié, dont l'historique est effacé, qui suit la droite de compression normale. La compressibilité du sol est une caractéristique importante parce qu'elle est intrinsèque au sol lui même.

Les erreurs liées aux mesures de contraintes et de déplacements ont été réduites avec plusieurs développements. L'application du confinement et de la force axiale sont contrôlées par des GDS qui ont des précisions de l'ordre d'un kPa. La mesure du déplacement axial est généralement réalisée par des LVDT qui ont une précision de l'ordre de 0.1% de leur étendue de mesure. Pour un LVDT avec une étendue de mesure de ± 1.5 cm, l'erreur de mesure de la déformation axiale est de l'ordre de 0.015%. Cependant, l'erreur de la mesure de la déformation volumique n'est pas quantifiée. Elle dépend non seulement de la mesure du volume d'eau sortant mais aussi de la vitesse de réalisation de l'essai. Si l'essai drainé n'est pas réalisé à une vitesse assez petite par rapport à la perméabilité de l'échantillon, la mesure de la déformation volumique est erronée.

Au cours d'un essai isotrope, on peut mesurer non seulement les déformations volumiques ε_v , à partir du volume d'eau sortant, mais aussi les déformations axiales ε_a . Nous nous attendons alors à avoir $\varepsilon_v = 3\varepsilon_a$ pour un matériau isotrope.

Après la saturation, la première étape d'un essai triaxial, CU ou CD, est une compression isotrope pour la consolidation. Nous disposons de résultats de cette première phase, pour des essais triaxiaux sur une marne grise jugée isotrope dans la littérature.

La Figure 1.5 donne la déformation volumique mesurée pendant la phase de compression isotrope en fonction de la déformation axiale pour trois essais.

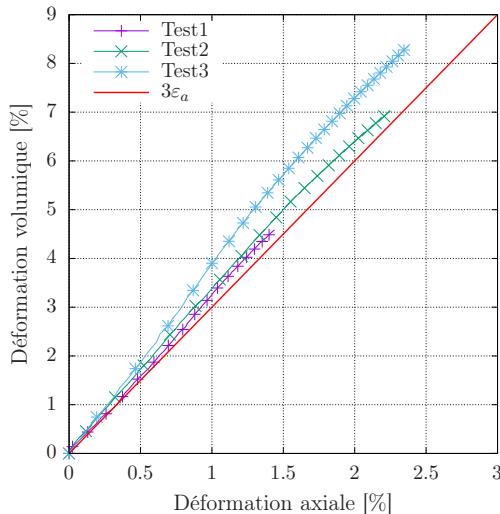


FIGURE 1.5 – Erreur sur la déformation volumique dans une compression isotrope

Pour le Test 3, lorsque $3\epsilon_a$ est de l'ordre de 4.5% on a ϵ_v approximativement égale à 5.5%, soit un écart absolu de 1% et un écart relatif de 20%. Ceci pourrait être expliqué par une déformation non homogène de l'échantillon supposé isotrope et sous chargement isotrope. Nous donnons cet exemple avec ce niveau de détail pour rappeler que le degré de précision des résultats expérimentaux ne s'élève pas toujours au degré de précision que les chercheurs pourront imposer à une loi de comportement par la suite. Une attention particulière doit être prêtée à l'interprétation des essais après une vérification des conditions de leur réalisation autant que faire se peut.

1.2.5 Essais triaxiaux consolidés drainés

La réponse du sol à un essai triaxial consolidé drainé est analysée à travers des données documentées de la littérature. Par exemple, les résultats des essais réalisés par Sultan, Cui, et Delage (2010) sur l'argile de Boom sont donnés dans la Figure 1.6a. Les échantillons ont d'abord subi une compression isotrope jusqu'à 9 MPa avant une compression triaxiale à différents confinements. L'essai réalisé à un confinement $\sigma_c = 5$ MPa présente une réponse d'un sol légèrement surconsolidé avec un $OCR = 1.8$ tandis que la réponse d'un échantillon fortement surconsolidé est présentée par l'essai avec un confinement $\sigma_c = 0.9$ MPa pour un $OCR = 10$. Pour comparaison, les résultats d'essais de compression triaxiale réalisés sur l'argile de Weald par A. W. Bishop (1957) à différents OCR sont présentés dans la Figure 1.6b.

Les résultats des essais des deux argiles montrent que la réponse dépend du degré de consolidation. Le comportement d'un échantillon normalement consolidé ($OCR = 1$) ou légèrement surconsolidé ($OCR = 1.8$) est durcissant avec une contractance en termes de déformations. On note que selon la convention adoptée de la mécanique des sols, la contractance représente une diminution du volume de l'échantillon et une augmentation

1.2. Observations expérimentales

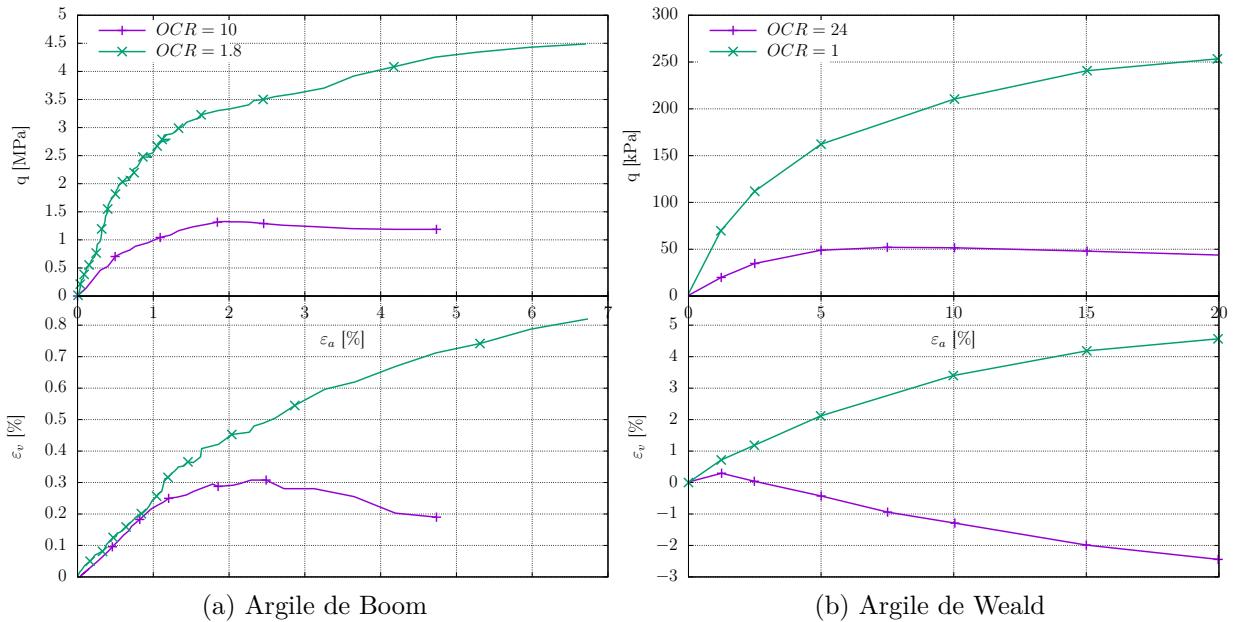


FIGURE 1.6 – La réponse de deux argiles à un essai triaxial drainé pour deux états de consolidation

de la déformation volumique. En revanche, la réponse d'un échantillon surconsolidé exhibe une dilatance après une phase de contractance. Cette variation de la nature des déformations volumiques est accompagnée par un radoucissement dans le cas de l'argile de Boom et un plateau qui diminue légèrement pour l'argile de Weald.

Une idéalisation de ces observations expérimentales a été proposé par Roscoe, Schofield, et Wroth (1958). La réponse d'un sol normalement consolidé ($OCR = 1$) ou peu surconsolidé ($OCR \leq 2$) à un cisaillement en compression triaxiale est caractérisée par une diminution du volume ou une contractance tout le long de l'essai, tandis que pour un sol surconsolidé, une première phase de contractance est suivie par une phase de dilatance sous cisaillement triaxial. La phase de contractance dans la réponse en déformations est accompagnée par un écrouissage positif (durcissement) alors que la phase de dilatance correspond à un écrouissage négatif (radoucissement).

1.2.6 Essais triaxiaux consolidés non drainés

Stiph (1978) a réalisé des essais triaxiaux non drainés, avec mesure de la pression interstitielle, sur l'argile kaolin à différents niveaux de consolidation entre 1 et 12. La Figure 1.7 montre les réponses de ces essais en terme de contrainte-déformation et dans le plan ($p - q$). Le déviateur q et la pression moyenne effective p sont adimensionnés, sur ces courbes, par la pression de pré-consolidation initiale p_{c0} qui varie entre 357 et 408 kPa.

Ces résultats confirment la dépendance de la réponse du sol de son historique de chargement et illustrent clairement l'existence d'un état de contraintes "ultime" représenté par la droite rouge sur la Figure 1.7. Le retour vers cette droite dans le plan ($p - q$), pour les échantillons surconsolidés (avec un OCR de 5 et 12), est accompagné par une diminution de la pression interstitielle comme l'illustre la Figure 1.8.

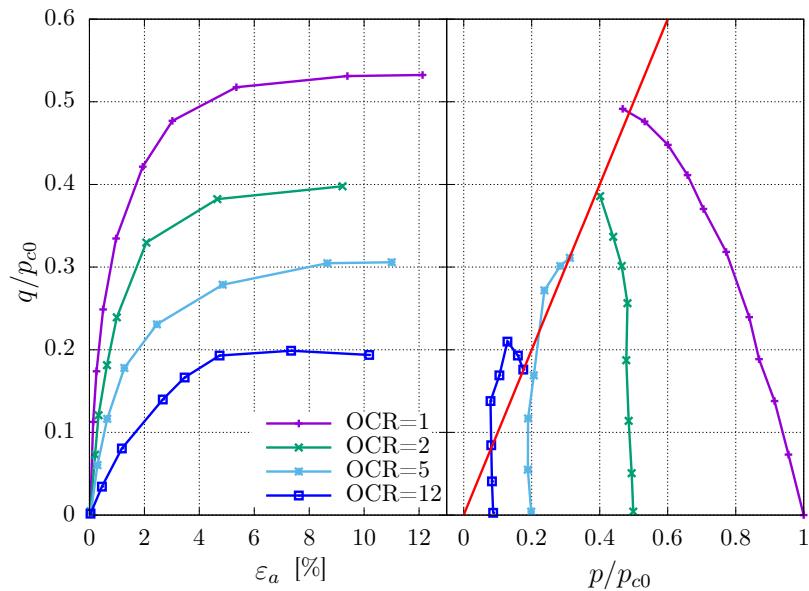


FIGURE 1.7 – Réponse de l’argile blanche de type kaolin à des essais triaxiaux non drainés à différents niveaux de consolidation

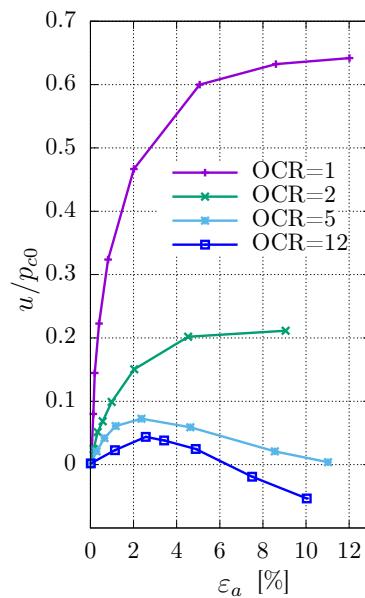


FIGURE 1.8 – Variation de la pression interstitielle au cours des essais non drainés sur l’argile kaolin à différents niveaux de consolidation

La diminution de la pression interstitielle pour un essai surconsolidé non drainé serait équivalente à la dilatance ou la diminution de la déformation volumique pour un essai surconsolidé drainé.

L’état de contraintes que rejoint la réponse des différents échantillons d’un sol a été mis en évidence par des campagnes d’essais réalisés dans la fin des années 50 et le début des années 60 sur des argiles. Cet état est appelé état critique. Ce concept a été introduit

et défini par Roscoe et al. (1958) comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous un indice de vides constant. Autrement dit, à l'état critique, les déformations déviatoires augmentent sans variation de volume. A. N. Schofield et Wroth (1968) ont défini l'état critique comme l'état dans lequel le sol se comporte comme un fluide visqueux s'il est continument cisaillé. Nous nous sommes intéressés à étudier l'importance de l'intégration de ce concept dans la modélisation du comportement du sol pour la simulation du creusement de tunnels. Ce point est traité dans la Partie 2.

1.2.7 Essais avec des cycles de chargement-déchargement

La réponse du sol à des cycles de chargement-déchargement dévoile d'autres caractéristiques de son comportement. Nous présentons dans cette partie la réponse d'une argile de Newfield à un chargement cyclique lors d'un essai triaxial non drainé réalisé par Sangrey, Henkel, et Esrig (1969). La vitesse de cisaillement était de 0.0002%/min pour avoir une pression de pore homogène dans l'échantillon. Les résultats de cet essai sont présentés dans la Figure 1.9.

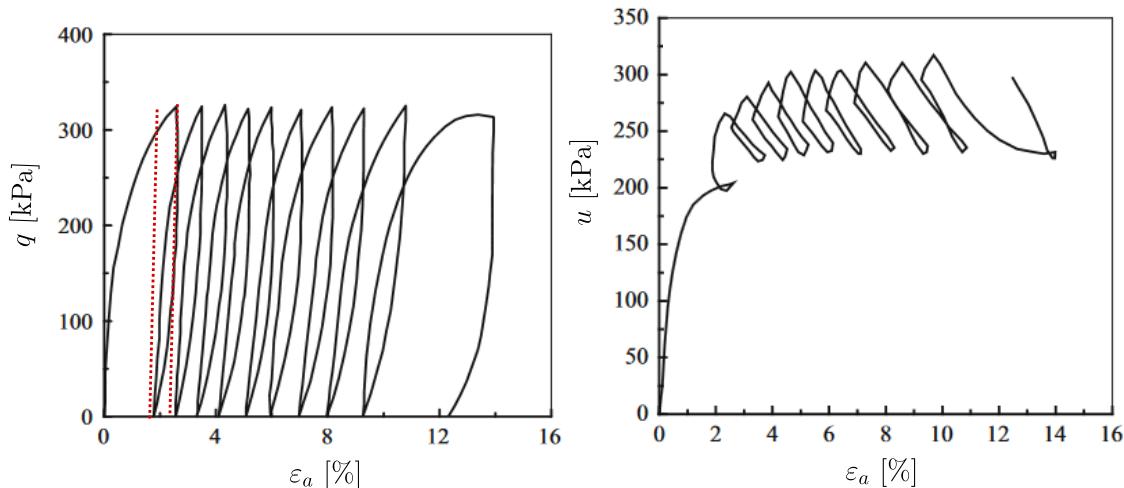


FIGURE 1.9 – Réponse d'une argile à un chargement cyclique lors d'un essai triaxial non drainé (modifiée à partir de R.-P. Chen et al. (2019))

On remarque que les déformations augmentent avec les cycles de chargement-déchargement jusqu'à la rupture du sol. Ce type d'essai est utilisé pour caractériser la résistance du sol sous des chargements cycliques ou dynamiques. Pour les applications statiques en géotechnique qui font l'objet de cette étude, nous nous intéressons au premier cycle de chargement-déchargement de cet essai.

La décharge suite au premier chargement montre que seule la partie des déformations délimitée par les deux droites rouges en pointillés est réversible tandis que l'autre partie est irréversible. Cette observation expérimentale constitue l'une des bases de la théorie d'élastoplasticité qui stipule qu'il existe un seuil à partir duquel les déformations

deviennent irréversibles (plastiques). Avant cette limite, les déformations du sol sont supposées réversibles (élastiques).

1.2.8 Synthèse sur les observations expérimentales

Les observations expérimentales montrent une dépendance directe entre la réponse du sol et son historique de chargement. Les sols denses sous de grandes pressions ont une réponse similaire aux sols lâches sous de petites pressions. Comme les contraintes ne sont pas suffisantes pour reproduire cette réponse, une autre variable d'état doit être introduite. L'identification d'au moins une variable d'état, en plus des paramètres intrinsèques du matériau, est alors nécessaire pour intégrer l'influence de l'historique du chargement du sol. Idéalement, la variable d'état choisie doit avoir une signification physique tout en pouvant être mesurée par un essai donné.

L'état de consolidation des argiles est caractérisé par la pression de pré-consolidation, étant directement la plus grande pression effective que le sol a subi durant son histoire. Elle peut être retrouvée directement à partir d'un essai de compression isotrope comme l'illustre la Figure 1.4. Par ailleurs, la nature de la réponse contractante ou dilatante dépend du rapport entre la pression moyenne appliquée et sa pression de pré-consolidation (OCR). Pour intégrer ces caractéristiques dans un modèle de comportement, l'une des possibilités est de considérer une relation entre l'indice des vides et une pression moyenne caractéristique pour les argiles (Hvorslev, 1961).

En outre, la variation de la réponse du sol en déformation d'un comportement contractant à un comportement dilatant indique que la variable caractérisant l'historique de chargement du sol doit être liée à une variable cumulative. L'approche la plus courante est de relier les déformations volumiques plastiques à la pression de pré-consolidation (Roscoe et al., 1958). De plus, la prise en compte de l'historique du chargement sans l'intégration de l'existence de l'état critique serait erronée (Wood, 1990) ou du moins ne représenterait pas la nature de la réponse du sol.

L'étude du comportement du sol à partir d'essais triaxiaux montre que la réponse du sol converge vers un état asymptotique où le rapport des contraintes $\eta = q/p$ devient constant. Il est d'usage de caractériser cet état dans le plan $(p - q)$ par la droite de l'état critique dont la pente est notée M . L'idéalisation des observations expérimentales dans le cadre de la théorie de l'état critique est illustrée dans la Figure 1.10. Elle donne la réponse idéalisée de deux essais drainés, sur le même sol, avec la même pression de pré-consolidation initiale et deux confinement différents. La surface de charge initiale est identique pour les deux échantillons si elle ne dépend que de la pression de pré-consolidation initiale. L'essai numéro 1 étant un essai très surconsolidé, exhibe un comportement radoucissant après un pic de résistance accompagné par une contractance suivie d'une dilatance qui est une augmentation du volume de l'échantillon. Au contraire, l'essai numéro 2, représentant un échantillon peu surconsolidé, montre un comportement durcissant tout en étant contractant durant tout l'essai.

A partir de l'ensemble de ces observations, la dépendance de l'historique de charge-

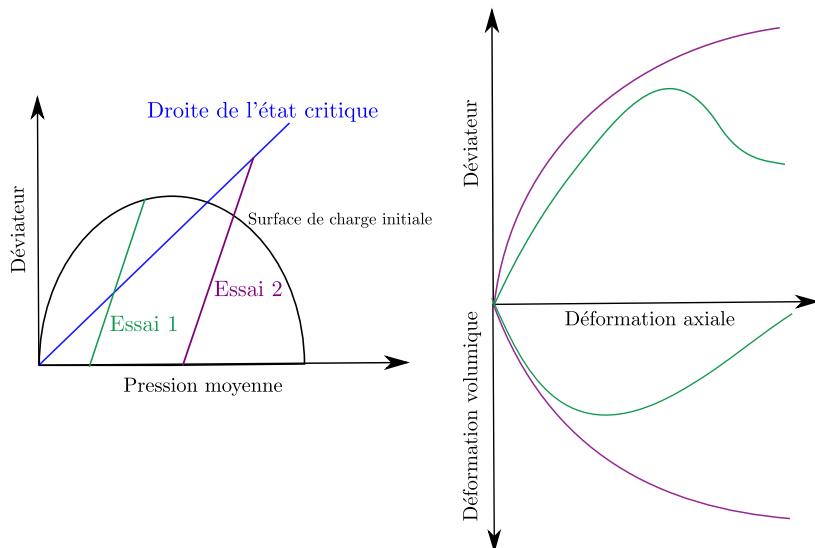


FIGURE 1.10 – Illustration de l'état critique

ment et le concept de l'état critique doivent être pris en compte lors de l'élaboration de lois de comportement capables de correctement simuler les essais triaxiaux classiques. Nous allons d'abord commencer par étudier les lois de comportement utilisés actuellement non seulement pour la reproduction des essais de laboratoire mais spécialement pour l'application à la modélisation du creusement de tunnels.

1.3 Modélisation du comportement mécanique d'un sol

"Si l'élaboration d'un modèle de comportement est nécessaire pour compléter les lois de conservation et aboutir à un système algèbro-différentiel dans l'espace et dans le temps avec des conditions initiales et aux limites, elle est aussi une utopie, une gageure et un défi" (Tijani, 2008). Cette citation est fondée sur le fait qu'une loi de comportement universelle d'un matériau naturel n'existe pas. Une loi de comportement est une formulation mathématique de la réponse du sol sous un chargement donné, c'est une fonction qui lie les contraintes appliquées aux déformations subies par un VER du sol. Ainsi, les spécialistes se sont concentrés sur la détermination de lois approchées qui reproduisent, le plus exactement possible, la réponse d'un échantillon sous des sollicitations données. Ce constat est traduit par la multitude de modèles existants pour la simulation du comportement du sol. Le développement de modèles de comportement a été l'un des principaux sujets de recherche en géotechnique au cours des soixante dernières années.

Proposer un nouveau modèle ou une amélioration d'un modèle existant est de ce fait un grand défi dans un contexte de travaux de recherche abondants et de besoins en ingénierie de plus en plus pointus. Avec un nombre important de modèles proposés dans la littérature pour la résolution de différents problèmes géotechniques, les ingénieurs se retrouvent devant un vaste choix de modèles mais qui ne leur sont pas toujours accessibles. D'une part, il existe des modèles très sophistiqués avec un grand nombre de paramètres

difficiles à déterminer. D'autre part, les modèles existants sont rarement implémentés dans des codes de calcul utilisés en ingénierie. Dans ce travail, nous essayons de chercher pour les ingénieurs un modèle intégrant les principales caractéristiques du comportement des sols pertinentes pour l'application particulière de la simulation du creusement de tunnels.

Dans un premier temps, on résumera les principales caractéristiques du comportement à prendre en compte avant de présenter une brève analyse des modèles sophistiqués de la littérature. Finalement, nous analysons les modèles de comportement utilisées en ingénierie pour la simulation des tunnels.

1.3.1 Caractéristiques du comportement des sols à prendre en compte

Comme le développement des modèles de comportement repose sur les résultats des essais de laboratoire, ils doivent intégrer les principales caractéristiques de la réponse des échantillons comme :

- la non linéarité,
- l'historique de déformation,
- l'existence de l'état critique,
- les hystérésis de décharge, l'anisotropie, la viscosité, ...

Ces phénomènes sont souvent liés et ne peuvent généralement pas être traités séparément. En revanche, quelques caractéristiques ont une plus grande influence sur les quantités d'intérêt selon l'application considérée. Par exemple, la variation des déformations volumiques ont plus d'influence sur l'évolution de la pression de pore que l'anisotropie. Les déplacements induits sont les principales quantités d'intérêt pour la simulation du creusement de tunnels, en particulier dans les sols argileux. Les principales caractéristiques à considérer pour cette application sont détaillées dans ce qui suit.

Non linéarité

En simulant le creusement d'une section du tunnel de Heinenoord avec deux modèles de comportement, qui ne diffèrent que par la prise en compte de la non linéarité des petites déformations, Möller et Vermeer (2008) ont montré que l'intégration de cette caractéristique améliore fortement la prédition des tassements induits par une excavation. Ceci est illustré sur la Figure 1.11 qui compare les tassements simulés avec les deux modèles. La cuvette simulée est plus étroite et plus proche des mesures *in situ* en intégrant la non linéarité de la réponse du sol.

L'amélioration de la qualité des simulations de creusement de tunnels passerait alors par la prise en compte de la non linéarité de la réponse du sol.

La non linéarité de la réponse du sol en contraintes-déformations est observée sur tous les résultats des essais de laboratoire. Il n'existe toutefois pas une meilleure approche pour la prendre en compte dans un modèle de comportement. Les résultats expérimentaux à l'échelle de l'échantillon montrent que la rigidité du sol augmente avec la pression moyenne

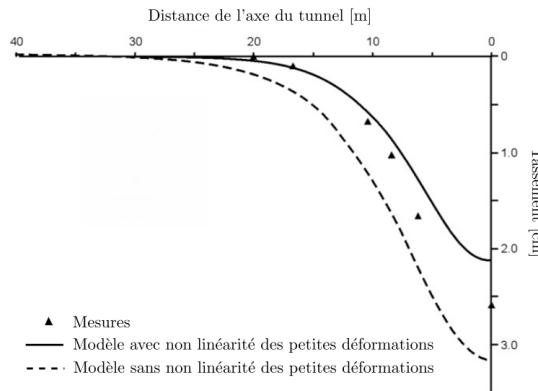


FIGURE 1.11 – Comparaison des cuvettes simulés avec deux modèles de comportement (figure modifiée d'après Möller et Vermeer (2008))

et diminue avec le cisaillement. Cette dépendance de la rigidité avec la pression moyenne est établie mais elle n'est pas suffisante pour simuler la non linéarité de la réponse au cisaillement pur observée dans les essais présentés par exemple dans la Figure A.3b. La diminution du module de cisaillement avec les déformations déviatoriques est une approche qui peut être envisagée (Hardin & Drnevich, 1972). Cependant, il a été montré que cette dégradation du module de cisaillement dépend de la plasticité du sol (Vucetic & Dobry, 1991) et de la pression moyenne (Ishibashi & Zhang, 1993). Une autre approche consiste à réduire le domaine de l'élasticité du sol pour mieux simuler la non linéarité de sa réponse (Mroz & Zienkiewicz, 1984). La meilleure approche pour capturer toutes les non linéarités de la réponse du sol serait alors de faire dépendre les modules de Young et de cisaillement de la pression moyenne et de réduire le domaine élastique.

Existence de l'état critique et dilatance

On s'intéresse à l'état critique en mécanique des sols parce qu'il peut être atteint à des niveaux de déformations rencontrés dans des problèmes géotechniques.

En pratique, l'intégration de la dilatance dans les modèles de comportement pour le dimensionnement est un sujet de débat (A. Schofield, 2006). On peut croire qu'il serait plus sécuritaire de considérer directement les paramètres de résistance à l'état critique sans prendre en compte le pic de résistance. Dans ce cas, l'état critique serait atteint pour des déformations plus petites mais l'augmentation du volume qui accompagne le radoucissement ne serait pas simulée. Cette approche très répandue n'est finalement pas aussi sécuritaire qu'elle est présentée. En effet, l'intégration de la dilatance augmente les déplacements simulés autour d'une excavation (Houlsby, 1991) comme l'illustre la Figure 1.12.

L'influence de l'intégration de l'état critique sur la simulation du creusement de tunnels dans une argile surconsolidée en présence de la nappe a fait l'objet d'une contribution dans une conférence qui est donnée en Annexe A. Nous avions conclu que la prise en compte de la dilatance était sécuritaire puisqu'elle contribue à simuler des tassements en surface plus importants.

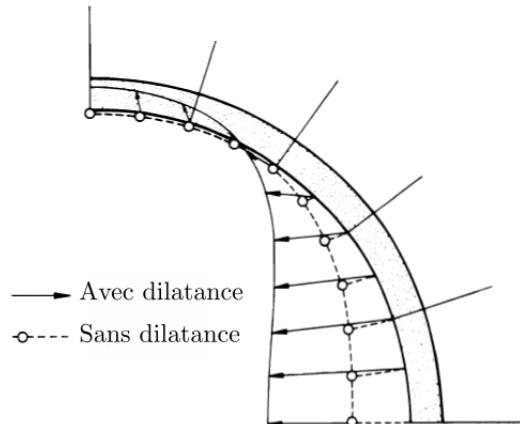


FIGURE 1.12 – Comparaison des déformations du soutènement d'un tunnel (figure modifiée d'après Zienkiewicz et al. (1975))

Chemin de contraintes autour d'une excavation

Le chemin de contraintes autour d'un tunnel a depuis longtemps été étudié et simulé comme dans la thèse de R. J. Mair (1979). En comparaison avec la variation du déviateur q , la variation de la contrainte moyenne effective est relativement petite autour d'un tunnel comme le montre l'évolution des contraintes sur un cas d'étude d'un tunnel non soutenu dans un terrain linéaire élastique donnée sur la Figure 1.13 (Gilleron & Bourgeois, 2016). Les contraintes autour d'un tunnel sont principalement déviatoriques. Cette affirmation est encore mieux justifiée quand ce chemin de contraintes est retrouvé avec une modélisation plus complexe comme le montre les résultats de la simulation d'une section d'un tunnel du Grand Paris (voir Partie 2.9).

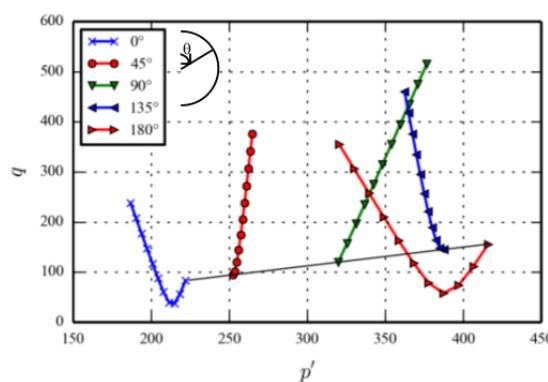


FIGURE 1.13 – Chemin de contraintes induit autour d'un tunnel (Gilleron & Bourgeois, 2016)

Un modèle avec un mécanisme d'écrouissage volumique seulement ne serait alors pas suffisant pour bien simuler le creusement de tunnels qui induit des sollicitations en cisaillement. Ceci est confirmé par Hattab et Hicher (2004) qui ont réalisé des essais de

cisaillement pur et incitent à intégrer un mécanisme d'écrouissage déviatorique.

Après la mise en évidence des principales caractéristiques du comportement du sol à intégrer pour une meilleure simulation du creusement de tunnels, les modèles de comportement développés ou utilisés pour cette application sont discutés dans ce qui suit. Nous rappelons en premier lieu les concepts de base sur lesquels reposent les modèles de comportement du sol.

1.3.2 Contexte historique

La contrainte a d'abord été exprimée comme une fonction réversible de la déformation sous l'hypothèse de l'élasticité du matériau avec la loi de Hooke Truesdell (1960). Si on se limite au cas des matériaux isotropes, l'élasticité linéaire permet de modéliser le comportement du sol en utilisant deux paramètres seulement ; le module de Young E et le coefficient de poisson ν . Le module caractérise la rigidité du sol et le coefficient de Poisson définit le rapport entre les déformations longitudinales et transversales. La théorie d'élasticité ne permet pas de décrire plusieurs aspects fondamentaux du comportement du sol notamment sa rupture sous des déformations données et ne pourra pas être utilisée pour le dimensionnement de structures dans le sol.

Depuis le mémoire classique rédigé par Coulomb (1776) sur la résolution de problèmes statiques, l'approche de dimensionnement traditionnelle en géotechnique repose sur l'estimation de la résistance limite du sol seulement. La rupture a lieu si les contraintes induites par l'ouvrage géotechnique (mur de soutènement, fondation, etc.) dépassent la résistance du sol. Dans cette approche la réponse du sol en termes de contrainte-déformation avant la rupture n'est pas prise en compte et la définition d'un critère de résistance ultime sous un chargement donné suffit. L'historique de déformation du sol ou sa rupture progressive ne pouvait pas être pris en compte correctement.

Le développement des méthodes numériques et des ordinateurs a permis de traiter avec plus de précision les problèmes géotechniques. La réponse du sol sous un chargement donné loin de la rupture limite pouvait alors être simulé. La recherche de lois de comportement pour décrire la réponse du sol était alors nécessaire. Les premières propositions de lois de comportement étaient basées sur la théorie d'élastoplasticité où la réponse du sol était supposée élastique jusqu'à un seuil donné. Ce seuil a été par exemple défini par (Drucker & Prager, 1952) comme une généralisation du critère de Von Mises. Les autres critères les plus utilisés en ingénierie sont le critère de Tresca, pour les sols argileux en conditions non drainées, et le critère de Mohr-Coulomb pour définir la résistance au cisaillement des sols à différents confinements (Briaud, 2013). Le nombre de paramètres du critère de Tresca se réduit à la cohésion non drainée tandis que le critère de Mohr-Coulomb repose sur deux paramètres qui sont la cohésion, c et l'angle de frottement ϕ . Le critère de Drucker-Prager est aussi défini par deux paramètres liés à la cohésion et l'angle de frottement. Une représentation des critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager dans l'espace défini par les contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 est donnée par la Figure 1.14.

On remarque que ces critères supposent une résistance infinie en compression iso-

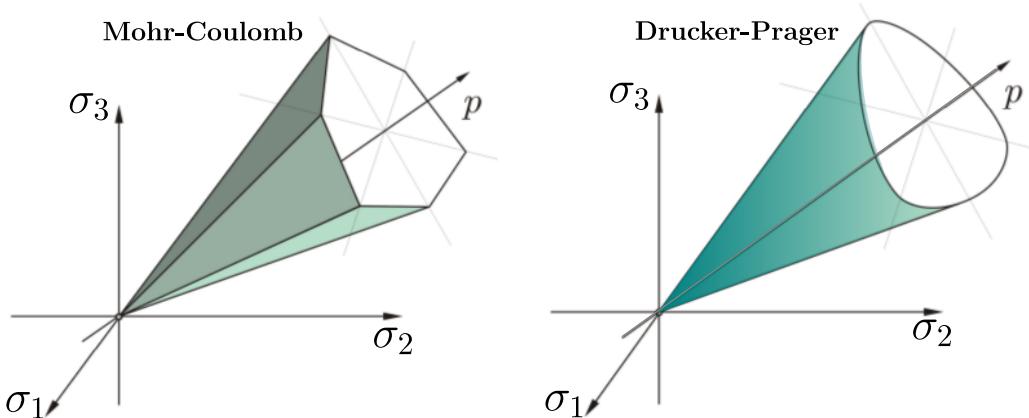


FIGURE 1.14 – Critères de Mohr-Coulomb et Drucker Prager dans l'espace de contraintes principales

trope ce qui est en contradiction avec les observations expérimentales présentées dans la Partie 1.2.4. Pour dépasser cette limite, Drucker (1957) propose d'ajouter à la surface de charge un cap qui passe par l'axe hydrostatique. Dans la même période à peu près, Roscoe et al. (1958) présentent un modèle de comportement qui intègre l'état critique et d'autres caractéristiques de la réponse du sol. Ce modèle dépasse la plasticité parfaite et prend en compte l'historique de chargement du sol avec une variable d'écrouissage. Depuis cette période, les travaux de recherche de modèles de comportement dans le cadre de l'élastoplasticité en intégrant le principe de l'état critique se multiplient. Une tendance croissante dans la publication des modèles est constatée en particulier pour les argiles (J. Chen, 2017; C. Ma, 2017; Jockovic & Vukicevic, 2017).

Nous proposons de développer un modèle de comportement, adapté pour la simulation du creusement de tunnels, dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité en intégrant le concept de l'état critique. Avant de le présenter, nous rappelons les principes fondamentaux de développement de modèles de comportement en élastoplasticité et nous analysons les modèles existants pour l'application géotechnique qui nous intéresse. Aucun des modèles n'est présenté en entier mais ils le sont dans les références fournies.

1.3.3 Principes fondamentaux

On se place dans le cadre des transformations infinitésimales isothermes des matériaux à variables internes (une liste finie α de variables d'écrouissage scalaires ou tensorielles). L'état thermodynamique du matériau est défini par le couple $(\underline{\sigma}, \alpha)$ où $\underline{\sigma}$ est le tenseur de Cauchy des contraintes effectives avec la convention de signe $\text{tr}(\underline{\sigma}) > 0$ est une traction. On introduit le tenseur de déformation $\underline{\varepsilon}$ nul à l'état de référence et tel que $\text{tr}(\underline{\varepsilon})$ est la variation du volume. On désignera par $\dot{\zeta}$ la vitesse de toute grandeur ζ .

Écriture incrémentale

La plupart des modèles proposés pour décrire le comportement des sols s'énoncent par la donnée de deux fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et $\underline{\mathcal{A}}$ de $(\underline{\sigma}, \alpha, \dot{\underline{\varepsilon}})$ positivement homogènes de degré 1 par rapport à $\dot{\underline{\varepsilon}}$ et s'exprimant par les deux lois :

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}, \alpha, \dot{\underline{\varepsilon}}) \quad (1.3)$$

$$\dot{\alpha} = \underline{\mathcal{A}}(\underline{\sigma}, \alpha, \dot{\underline{\varepsilon}}) \quad (1.4)$$

La propriété "positivement homogène de degré 1" signifie simplement que les vitesses peuvent être remplacées par des incrémentations (le temps réel n'intervient pas).

$$\delta\underline{\sigma} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}, \alpha, \delta\underline{\varepsilon}) \quad (1.5)$$

$$\delta\alpha = \underline{\mathcal{A}}(\underline{\sigma}, \alpha, \delta\underline{\varepsilon}) \quad (1.6)$$

Ainsi, tout modèle de cette famille ne se distingue des autres que par les propriétés des fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et $\underline{\mathcal{A}}$. Darve et Labanieh (1982) a introduit la notion de "zones tensorielles" pour classer les modèles de comportement écrits sous forme incrémentale. On appelle zone tensorielle chaque zone de l'espace de chargement où la variation des contraintes est définie en fonction de la variation des déformations par une équation particulière. Les modèles de comportement avec une seule zone tensorielle correspondraient alors à l'élasticité. En outre, les modèles élastoplastiques avec une surface de charge compteraient deux zones et les modèles à double surface de charge quatre zones. Des exemples de ces deux types de modèles sont donnés dans la partie 1.3.4. Des chercheurs proposent de construire un modèle de comportement en divisant l'espace de chargement en huit zones (Darve & Labanieh, 1982) ou même seize zones (Hujeux, 1985). La généralisation de cette notion à une infinité de zones tensorielles a donné lieu à la famille de modèles incrémentalement non linéaires décrite dans la partie 1.3.6.

En pratique, dans cette vaste famille de modèles incrémentaux, les modèles les plus utilisés relèvent de la théorie de l'élastoplasticité.

Principes de l'élastoplasticité

La théorie de l'élastoplasticité est basée sur la loi de partition qui divise les déformations totales en une partie "élastique" $\underline{\varepsilon}^e$ et une partie plastique $\underline{\varepsilon}^p$. Elle est exprimée par l'Équation 1.7 sous forme incrémentale.

$$\delta\underline{\varepsilon} = \delta\underline{\varepsilon}^e + \delta\underline{\varepsilon}^p \quad (1.7)$$

L'idéalisation proposée par la théorie d'élastoplasticité présente la difficulté de la détermination exacte du domaine élastique et sa mise en évidence expérimentalement. Les irréversibilités de la réponse du sol sont en effet pratiquement toujours existantes. L'existence de la surface de charge et son évolution sont tout de même vérifiées expérimentalement (Hicher & Shao, 2008 ; Serratrice, 2002). La reproduction de la réponse du sol dans

le domaine supposé élastique est alors réalisée avec l'hypoélasticité qui dépend de l'état de contrainte ou de déformation.

En pratique, dans un modèle élastoplastique, le domaine élastique est délimité par une surface de charge f qui est une fonction des contraintes seulement dans le cas des modèles parfaitement plastiques. Dans le cas général, la surface de charge évolue avec les variables d'écrouissage α . Nous avons alors une fonction $f(\underline{\sigma}, \alpha)$. Son signe est tel que pour tout état thermodynamique $(\underline{\sigma}, \alpha)$, on a :

- $f(\underline{\sigma}, \alpha) < 0$: domaine élastique ;
- $f(\underline{\sigma}, \alpha) = 0$: surface de charge.

Deux cas se présentent quand $f(\underline{\sigma}, \alpha) = 0$:

- l'état thermodynamique évolue vers l'intérieur du domaine élastique. C'est une décharge "élastique" ($\delta \underline{\varepsilon}^p = \underline{0}$).
- L'état thermodynamique reste sur la surface de charge. C'est un chargement accompagné par la génération de déformations plastiques et par l'éventuelle évolution des variables d'écrouissage.

Pour définir l'incrément de déformations plastiques suite à un chargement, la définition de la règle d'écoulement est indispensable. Elle est généralement donnée à partir d'un potentiel plastique g dont dérivent les incréments de déformations plastiques :

$$\delta \underline{\varepsilon}_{ij}^p = \delta \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.8)$$

où $\delta \Lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique.

Un modèle est dit associé si le potentiel g est choisi identique à la surface de charge f et non associé sinon. La seule restriction pour sa définition découle de considérations thermodynamiques exprimées par l'inégalité de Clausius-Duhem qui stipule que la dissipation intrinsèque doit être positive. Pour une transformation isotherme, cette inégalité est écrite en fonction de la puissance plastique comme suit :

$$\underline{\sigma} : \underline{\dot{\varepsilon}}^p \geq 0 \quad (1.9)$$

Cette restriction peut aussi être respectée sans la définition explicite d'un potentiel plastique. Pour définir la règle d'écoulement, il suffit de donner une fonction d'évolution des déformations plastiques qui vérifie l'inégalité 1.9 (Tijani, 2008).

Finalement, les règles d'écrouissage donnent l'évolution des éventuelles variables d'écrouissage qui peuvent être scalaires ou tensorielles. Ces règles sont des fonctions des déformations plastiques qui contrôlent l'évolution de la surface de charge.

Pour résumer, dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité, un modèle de comportement est entièrement défini par :

- une surface de charge ;

- une règle d'écoulement ;
- des règles d'écrouissage éventuellement.

Des modèles de comportement de sol ont été proposés en dehors de la théorie de l'élastoplasticité pour contourner la limite de l'identification du domaine élastique. Les principaux développements dans ce sens sont résumés dans la partie suivante avant la présentation de quelques familles de modèles élastoplastiques.

1.3.4 Modèles élastoplastiques classiques

Modèles à une surface de charge

Les premiers modèles avec une seule surface de charge sont les modèles élastiques parfaitement plastiques associés se basant sur les critères classiques utilisés en géotechnique (par exemple Mohr-Coulomb et Drucker-Prager). La réponse de ce type de modèles à l'échelle du laboratoire n'est pas satisfaisante. Bien qu'ils permettent de simuler la résistance ultime pour les essais de cisaillement, la non linéarité du comportement n'est pas simulée et les déformations volumiques sont sur-estimées surtout si la règle d'écoulement est associée. La limite principale de ces modèles est que leur surface de charge est ouverte. Ceci implique qu'ils supposent que la résistance du sol en compression isotrope est infinie.

Plusieurs auteurs ont proposé des améliorations à ces modèles pour des applications en géotechnique. Par exemple, Doherty et Wood (2013) proposent d'ajouter un mécanisme d'écrouissage déviatorique au modèle de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée pour mieux prévoir les tassements de fondations superficielles dans le sable. Cette extension du modèle de Mohr-Coulomb a été utilisée par (Dong & Anagnostou, 2014) pour la simulation du creusement d'un tunnel très profond en conditions non drainées. Ils avaient conclu que l'apport de ce modèle pour la simulation de déplacements n'était pas significatif par rapport au modèle de Mohr-Coulomb classique.

Pour les sols argileux, il a été établi que leur réponse est mieux simulée avec la théorie de l'état critique avec une surface de charge fermée (Wood, 1990). Dans ce contexte, le prototype des modèles de comportement est celui de Cam-Clay Modifié (Roscoe et al., 1958) que l'on va noter MCC (Modified Cam Clay) par la suite. Il compte cinq paramètres et sa formulation est présentée en détail dans la partie 1.4.4. C'est un modèle avec écrouissage volumique qui présente le défaut de surestimer la résistance en cisaillement d'un sol surconsolidé (Gens & Potts, 1988) avec une amplification de la dilatance (Lagioia & Potts, 1988). Une estimation réaliste de la résistance au cisaillement pour les argiles surconsolidées peut être obtenue en modifiant la formulation du modèle MCC d'un seul côté de la droite de l'état critique (J. Chen, 2017) ou en modifiant sa surface de charge. En ajoutant trois paramètres par rapport au modèle MCC, Yu (1998) propose le modèle "Clay and Sand Model" (CASM). Ce modèle élastoplastique corrige la surestimation de la résistance et améliore la simulation de la dilatance dans le cadre de la théorie de l'état critique.

Modèles à double surface de charge

Les modèles avec deux surfaces de charge ou à double critère se sont développés au départ en ajoutant un cap ou un critère en compression isotrope aux critères classiques à surface de charge ouverte. La première proposition dans ce sens était faite par Drucker (1957).

Ce type de modèle a été ensuite intégré dans les codes de calcul en éléments finis commercialisés et très utilisé en ingénierie comme le rapporte Sandler (2005). On trouve par exemple dans le logiciel Abaqus le modèle de comportement dit de Drucker-Prager avec cap modifié (Abaqus, 2016) avec écrouissage volumique. Entre le critère de cisaillement et le cap de la surface de charge, une surface de transition est ajoutée dans ce modèle comme l'illustre la Figure 1.15. Cette surface de transition permet de faciliter la convergence numérique lorsque l'écrouissage volumique est activé avec le cap.

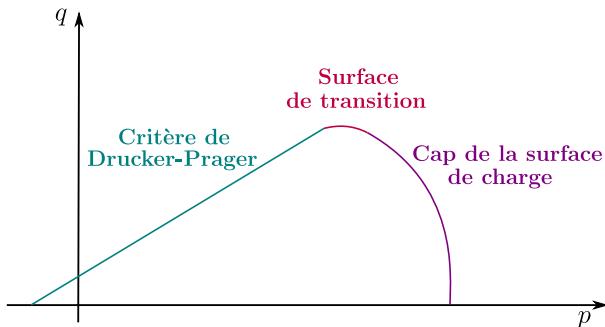


FIGURE 1.15 – Surface de charge du modèle de Drucker-Prager avec cap modifié (figure modifiée d'après Abaqus (2016))

Pour l'application particulière de creusement de tunnels, le sol autour de l'excavation étant sollicité en cisaillement, la prise en compte d'un mécanisme d'écrouissage déviatoire s'avère utile et nécessaire au dimensionnement et à la prévision de déplacements induits par ces travaux. Dans ce sens, des modèles à double écrouissage volumique et déviatoire sont proposés. Après le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb, le modèle de comportement le plus utilisé dans la pratique pour la simulation du creusement de tunnels est le modèle Hardening Soil Model (HSM) proposé par Schanz et Vermeer (2000) notamment en France et en particulier pour les études du projet du Grand Paris (Gilleron, 2016). Ce modèle est caractérisé par une double surface de charge avec double écrouissage volumique et déviatoire. Son critère de rupture en cisaillement est celui de Mohr-Coulomb. En outre, le cap de sa surface de charge peut évoluer avec un mécanisme d'écrouissage isotrope comme l'illustre la Figure 1.16 où f_d est la surface de charge en cisaillement et f_c est le cap de la surface de charge dans le plan défini par la contrainte moyenne effective p et le déviateur q . La formulation de base de ce modèle est donnée dans l'Annexe B.

Le modèle HSM présente plusieurs limites dans la simulation du comportement du sol et dans la modélisation des tunnels même s'il intègre les deux mécanismes d'écrouissage

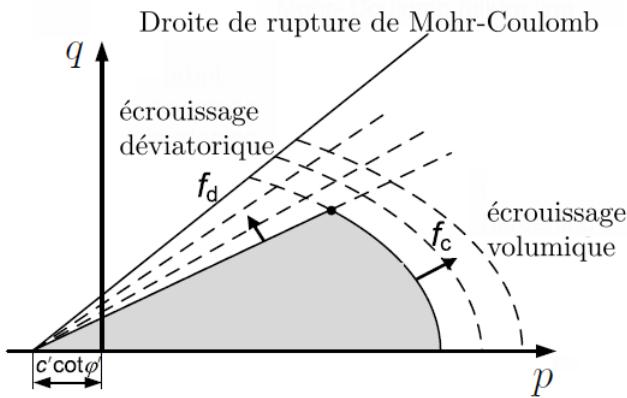


FIGURE 1.16 – Surface de charge de HSM (figure modifiée d'après (Brinkgreve, 1994))

volumique et déviatorique. Ce modèle qui n'intègre pas l'état critique est incapable de correctement simuler la dilatance. Par conséquent, le comportement radoucissant ne peut pas être modélisé ainsi que la réponse non drainée des argiles surconsolidées. Un choix d'un angle de dilatance ψ non nul résulte en des réponses non réalistes pour le sol (Truty & Obrzud, 2015). Pour illustrer ces propos, nous avons simulé un essai triaxial non drainé normalement consolidé avec ce modèle. La comparaison de la réponse avec un angle de dilatance nul et un angle de dilatance de 10° en gardant toutes choses égales par ailleurs est donnée par la Figure 1.17.

Le modèle résulte en une réponse infiniment durcissante avec un angle de dilatance non nul tandis qu'un plateau est atteint avec un angle de dilatance nul. De plus, l'écrouissage positif est accompagné par une diminution de la pression interstitielle. La réponse non drainée du modèle est alors irréaliste et aberrante si la dilatance est prise en compte.

1.3.5 Modèles avec une surface frontière

Une généralisation de la plasticité a été introduite avec les modèles à surface frontière par Dafalias (1981) pour une meilleure simulation de la réponse des argiles surconsolidées. Cette famille de modèles utilise une surface frontière non pas pour déterminer la limite de plasticité comme une surface de charge mais pour définir la limite de rupture du sol. Aucune zone de déformations "élastiques" n'existe à l'intérieur de cette surface frontière dont la taille et la position peuvent aussi varier avec des mécanismes d'écrouissage. Pour mieux simuler la réponse des argiles raides, un noyau "élastique" peut être ajouté à l'intérieur de la surface frontière. Ce noyau ne joue pas du tout le rôle de la surface de charge mais définit simplement une autre zone tensorielle selon la classification proposée par Darve et Labanieh (1982). Les principes de base de cette famille de modèles sont présentés par Dafalias (1986). Mroz et Zienkiewicz (1984) proposent un modèle dans cette famille avec un noyau "élastique" qui évolue avec des mécanismes d'écrouissage cinématique et déviatorique.

Une longue liste de modèles (e.g. Chakraborty, Salgado, & Loukidis, 2013 ; Hong, Perreira, Tang, & Cui, 2016 ; Rouainia & Muir Wood, 2000 ; Sivasithamparam & Karstunen,

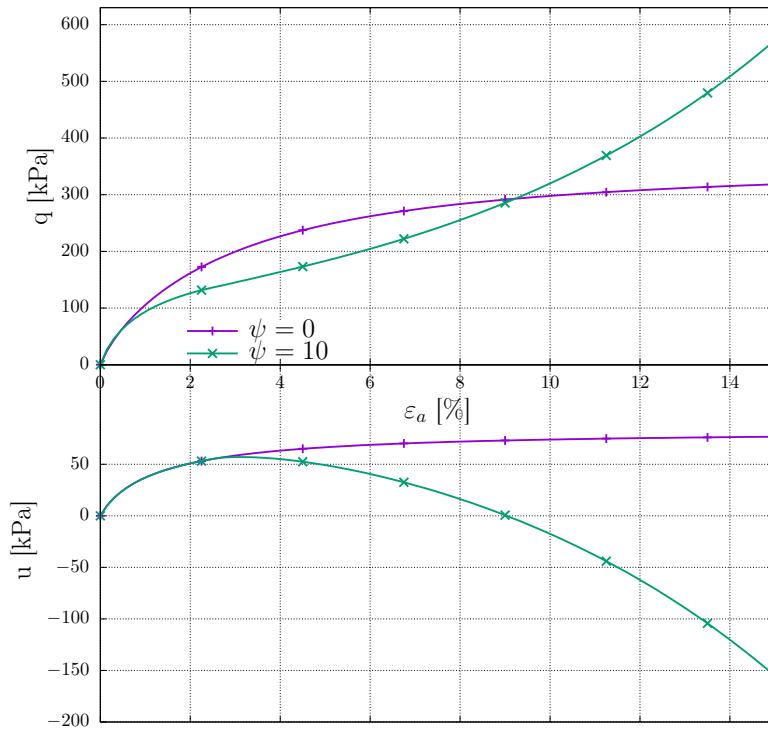


FIGURE 1.17 – Comparaison des réponse d'un essai triaxial non drainé avec le modèle HSM avec deux angles de dilatance différents

2012) reprennent le principe de surface frontière avec écrouissage cinématique pour reproduire le comportement des argiles surconsolidées en intégrant le concept de l'état critique. Plusieurs modèles de cette famille apportent des améliorations au modèle MCC comme la prise en compte des effets de la structure et de la déstructuration (e. g. Liu & Carter, 2002 ; Suebsuk, Horpibulsuk, & Liu, 2010, 2011) ou l'intégration de l'anisotropie de la plasticité (e. g. Dafalias, Manzari, & Papadimitriou, 2006 ; Dafalias & Taiebat, 2013). Ces modèles ont un nombre de paramètres autour de 10 avec une ou trois variables d'état à déterminer en plus.

1.3.6 Modèles incrémentalement non linéaires

Une plus grande généralisation de la plasticité est donnée par la famille des modèles hypoplastiques dont la formulation peut se résumer à une équation tensorielle non linéaire qui lie le taux de contraintes au taux de déformations sans considérer la loi de partition. L'hypoplasticité a été introduite par Kolymbas (1991b) et d'abord développée pour les sables (Niemanis & Herle, 1997 ; Wu, Bauer, & Kolymbas, 1996).

La forme générale de l'équation d'hypoplasticité s'écrit :

$$\dot{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{L}} \dot{\underline{\varepsilon}} + \underline{\underline{N}} \parallel \dot{\underline{\varepsilon}} \parallel \quad (1.10)$$

où $\underline{\underline{L}}$ et $\underline{\underline{N}}$ sont des tenseurs respectivement d'ordre 4 et d'ordre 2 qui ne dépendaient

que du tenseur de contraintes dans les premiers modèles. Par la suite, on les considérait comme des fonctions de l'état de densité et de l'historique de chargement aussi pour prendre en compte les caractéristiques de la réponse des sols.

Des modèles adaptés à la simulation de la réponse des argiles ont été proposés dans cette famille. En se basant sur le modèle de Herle et Kolymbas (2004), Mašín (2005) a proposé un modèle hypoplastique intégrant l'état critique et les principales caractéristiques de la réponse du modèle MCC avec cinq paramètres. En gardant le même nombre de paramètres, Huang, Wu, Sun, et Sloan (2006) proposent un modèle hypoplastique qui améliore la réponse non drainée des argiles normalement consolidées donnée par le modèle de Mašín (2005). Les modèles hypoplastiques proposés par la suite ajoutent des atouts aux modèles existants comme la prise en compte de l'anisotropie (Mašín, 2014).

Pour faire le lien avec l'élastoplasticité, l'Équation 1.10 peut être réécrite sous la forme (Kolymbas, 1991a) :

$$\underline{\dot{\sigma}} = L \left(\underline{\dot{\varepsilon}} + \underline{B}(\underline{\sigma}) \parallel \underline{\dot{\varepsilon}} \parallel \right) \quad (1.11)$$

L'état limite est caractérisé par $\underline{\dot{\sigma}} = \underline{0}$. Pour $\underline{\dot{\varepsilon}} \neq \underline{0}$, la condition $\underline{\dot{\sigma}} = \underline{0}$ est vérifiée par :

$$\frac{\dot{\underline{\varepsilon}}}{\parallel \dot{\underline{\varepsilon}} \parallel} = -\underline{B}(\underline{\sigma}) \quad (1.12)$$

L'état limite peut alors être caractérisé par l'Équation :

$$\parallel \underline{B}(\underline{\sigma}) \parallel + 1 = 0 \quad (1.13)$$

Comme \underline{B} ne dépend que des contraintes, l'Équation 1.13 peut être considérée comme l'équivalent de la surface de "plasticité" ou la surface limite et l'Équation 1.12 donne un équivalent de la règle d'écoulement en hypoplasticité.

1.3.7 Synthèse

Nous cherchons un modèle de comportement qui soit à la fois capable de reproduire la réponse du sol de manière satisfaisante à l'échelle des essais de laboratoire et qui soit intégré dans un code de calcul en éléments finis pour la simulation du creusement de tunnels. Les familles de modèles décrites présentent un vaste choix.

Les modèles hypoplastiques permettent de simuler les principales caractéristiques de la réponse du sol dans des essais de laboratoire. Ils sont aussi utilisés pour simuler des problèmes géotechniques par les chercheurs. Leur capacité à simuler le creusement de tunnels a été démontrée par la reproduction des tassements induits, par exemple, dans l'argile de Londres (Mašín & Herle, June 2005) et dans une argile raide de Brno en République Tchèque (Svoboda, Mašín, & Boháč, 2010). Cependant, bien que le modèle hypoplastique utilisé se base sur l'identification et le calage de 10 paramètres, le déplacement horizontal simulé est très surestimé par rapport aux mesures. Des subroutines publiées permettent d'ajouter facilement un modèle hypoplastique pour les argiles à des codes de calculs en

éléments finis commercialisés et utilisés en ingénierie comme Abaqus et Plaxis. En revanche, il n'est pas utilisé par les ingénieurs.

Les atouts des modèles à surface frontière ne sont dans la plupart des cas vantés que pour la reproduction des essais de laboratoires et leur implémentation dans des codes de calcul en éléments finis n'est pas toujours réalisée. Certains modèles de cette famille ont cependant été utilisés pour la reproduction des mesures de déplacements induits par le creusement de tunnels en 2D (Gonzalez, Rouainia, Arroyo, & Gens, 2012 ; D. Potts & Standing, 2016). Cependant, comme les paramètres gérant la bulle d'élasticité dans les modèles à surface frontière, ou ceux caractérisant l'effet de la structuration du sol dans les autres modèles ne sont pas intrinsèques, l'identification de leurs valeurs initiales présente une difficulté et une source d'incertitude additionnelle vu que ces quantités ne sont pas mesurables. L'utilisation de ces modèles en pratique par les ingénieurs est alors entravée par la complexité numérique et la difficulté d'identification d'un grand nombre de paramètres.

En pratique, les modèles élastoplastiques sont les plus utilisés pour la simulation d'ouvrages souterrains en général et les tunnels en particulier. Les modèles élastiques, parfaitement plastiques, à critère ouvert sont adaptés pour des calculs à l'état limite mais ne sont pas adéquats pour l'application de creusement de tunnels qui nous intéresse. En effet, l'utilisation d'un modèle de ce type simule une cuvette de tassement peu profonde et très large comme l'illustre la Figure 4.

La plupart des simulations de tunnels dans le projet du Grand Paris ont été réalisées en utilisant le modèle HSM. Les résultats de prédictions des déplacements induits par une excavation avec ce modèle présentent quelques défauts notamment pour la simulation du déplacement horizontal (J. P. Janin, 2012). Fournier et Rigaud (2016) ont montré que pour pouvoir bien reproduire les tassements induits par le creusement d'un tunnel dans une argile saturée, il fallait considérer des paramètres non réalistes avec le modèle HSM.

Par ailleurs, la reproduction satisfaisante de la réponse des essais de laboratoire avec un modèle élastoplastique requiert l'intégration de l'écrouissage volumique et la prise en compte de l'état critique avec un critère fermé. Dans ce contexte, le modèle CASM présente une bonne alternative par rapport au modèle MCC parce qu'il permet une meilleure estimation de la résistance au cisaillement tout en intégrant l'état critique. Il n'est tout de même pas adapté pour la simulation du creusement de tunnels parce qu'il n'intègre pas un mécanisme d'écrouissage déviatorique.

Nous cherchons un modèle de comportement élastoplastique qui contribue à réduire l'écart entre les modèles sophistiqués et ceux utilisés en ingénierie. La reproduction de la non linéarité de la réponse du sol sous des sollicitations en cisaillement, dans le cadre de la théorie de l'état critique a guidé notre développement d'un modèle de comportement adapté pour la simulation du creusement de tunnels.

Nous proposons d'abord une formulation théorique générale des modèles de comportement élastoplastiques et intégrant l'état critique. Les modèles MCC et CASM sont présentés avec cette écriture avant la présentation du modèle développé qui propose un

mécanisme d'écrouissage déviatorique.

1.4 Formulation théorique

L'état thermodynamique d'un matériau est le plus souvent caractérisé par le triplet $(\underline{\sigma}, T, \alpha)$ où $\underline{\sigma}$ est le tenseur de contraintes effectives de Cauchy, T la température et α une liste de variables d'écrouissage (scalaires ou tensorielles). Comme les transformation subies par le sol dans les applications géotechniques concernées par cette étude sont considérées isothermes (ce travail ne s'intéresse pas à des problèmes de congélation du sol ou de stockage de déchets nucléaires), la température T sera omise par la suite. Si on se restreint au cas des variables d'écrouissage scalaires, pour les sols isotropes et dont le comportement ne dépend pas de l'angle de Lode, la fonction de charge dépend seulement de p , q et α où p et q représentent respectivement la pression moyenne effective et la contrainte déviatorique définies comme suit :

$$p = -\text{tr}(\underline{\sigma})/3 \quad (1.14)$$

$$\underline{s} = \underline{\sigma} + p\underline{1} \quad (1.15)$$

$$q = \sqrt{3/2} \|\underline{s}\| \quad \text{où } \|\underline{s}\| = \sqrt{\underline{s} : \underline{s}} \quad (1.16)$$

$$\underline{n} = \underline{s}/\|\underline{s}\| \quad \text{if } q > 0 \quad (1.17)$$

L'incrément de déformations plastiques est décomposé en une partie sphérique et une partie déviatorique¹ :

$$\delta\underline{\varepsilon}^p = (\delta\zeta/3)\underline{1} + \delta\underline{\varepsilon}^{p'} \quad (1.18)$$

où $\zeta = \text{tr}(\underline{\varepsilon}^p)$ est la déformation volumique plastique et $\underline{\varepsilon}^{p'}$ le tenseur de déformations déviatoriques plastiques.

Dans le cadre général de la théorie d'élastoplasticité, l'évolution des déformations volumiques plastiques est écrite $\dot{\underline{\varepsilon}}^p = \dot{l}\underline{a}$ où $\dot{l} \geq 0$ est le multiplicateur plastique et \underline{a} est une fonction de l'état $(\underline{\sigma}, \alpha)$. On en déduit alors que $\dot{\underline{\varepsilon}}^{p'} = \dot{l}\underline{n}$.

Seuls les matériaux tels que $\underline{a}' = \underline{0}$ pour $q = 0$ et $\underline{a}' = \underline{n}$ quand $q > 0$ sont considérés. Comme les sols étudiés sont isotropes et les variables d'écrouissage sont scalaires, cette restriction (\underline{a}' parallèle à \underline{n}) traduit le fait que le potentiel plastique est indépendant de l'angle de Lode. On introduit la variable cumulative classique γ représentant les déformations déviatoriques plastiques dont le taux est $\dot{\gamma} = \sqrt{2/3} \|\dot{\underline{\varepsilon}}^{p'}\|$ et on suppose que $\dot{\gamma} = 0$ quand $q = 0$. Ainsi, $\dot{\underline{\varepsilon}}^{p'} = \dot{\gamma}\underline{n}$ et $\dot{\lambda} = \dot{\gamma}$.

La liste des variables d'écrouissage α est réduite aux scalaires ζ et γ pour les modèles étudiés dans cette partie.

1. Pour tout tenseur $\underline{\beta}$, la partie déviatorique est désignée par un prime : $\underline{\beta}' = \underline{\beta} - \frac{1}{3}\text{tr}(\underline{\beta})\underline{1}$, où $\underline{1}$ est le tenseur identité et l'opérateur trace est noté $\text{tr}(-)$.

1.4.1 Compression isotrope

On s'intéresse d'abord à la modélisation de la compression isotrope. Dans les modèles de type Cam-Clay, la variation du volume du sol avec la pression moyenne effective p est donnée par l'idéalisatoin des courbes de compressibilité par une fonction bilinéaire dans le plan $(v ; \ln p)$, où $v = 1+e$ est le volume spécifique. Cette double linéarité est illustrée dans la Figure 1.18. Avec l'hypothèse des petites déformations, une variation des déformations volumiques ε_v est reliée à une variation du volume spécifique par $\text{tr}(\dot{\varepsilon}) = -\frac{\dot{v}}{v_0}$. Par conséquent, le taux de déformation volumique est une fonction de l'indice des vides initial, de la pente de décharge κ et celle de la droite de consolidation normale λ .

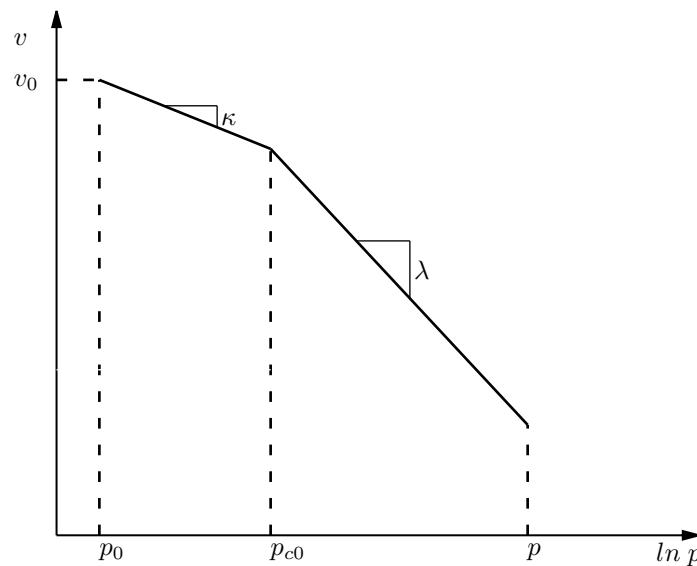


FIGURE 1.18 – Représentation schématique de la courbe de compressibilité du sol

Deux paramètres caractérisent alors la compressibilité du sol si on admet sa double linéarité. La pente de la droite de consolidation normale, avant la pression de consolidation, généralement notée κ et la pente de la droite de compressibilité notée λ .

L'essai oedométrique ne donne pas accès à la pression moyenne effective appliquée mais seulement à la contrainte axiale. L'idéalisatoin de la courbe de compressibilité issue de cet essai est également décrite par deux droites mais avec des pentes différentes. La pente de la première partie, appelée indice de compressibilité, est généralement noté C_s . L'indice de consolidation, désignant la pente de la deuxième partie, est généralement noté C_c . Les pentes κ et λ sont retrouvées respectivement à partir des indices C_s et C_c selon les équations suivantes (R. Mair, Gunn, & O'REILLY, 1982).

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3} \quad (1.19)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} \quad (1.20)$$

Si on note les déformations volumiques élastiques ζ^e , on a :

$$\dot{\zeta}^e = -\kappa^* \frac{\dot{p}}{p} \quad (1.21)$$

$$\dot{\zeta} = -(\lambda^* - \kappa^*) \frac{\dot{p}_c}{p_c} \quad (1.22)$$

où $\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0}$ et $\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0}$.

L'Equation (1.22) est réécrite pour donner la règle d'écrouissage volumique ou l'évolution de la pression de consolidation avec les déformations volumiques plastiques :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(-\frac{\zeta}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (1.23)$$

Les modèles étudiés intègrent le comportement élastique du modèle MCC en plus de la réponse volumique basée sur la double linéarité des courbes $(v; \ln p)$.

1.4.2 Réponse élastique

Les déformations élastiques sont données par :

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^e = \frac{\kappa^*}{3p} \left(-\dot{p} \underline{\dot{\varepsilon}} + \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \dot{\underline{\varepsilon}} \right) \quad (1.24)$$

Les hystérésis observées expérimentalement, par exemple sur la Figure 1.4, ne peuvent pas être reproduites par ce type de modèles où la décharge et le rechargement sont supposés élastiques. En effet, la pente de décharge est identique à celle de la recharge dans le plan $(e; \ln p)$.

1.4.3 Surface de charge et règle d'écoulement généralisées

Dans l'espace des contraintes, le domaine élastique est défini par une surface de charge $f(\underline{\sigma}, \alpha)$ qui est fonction du tenseur de contraintes $\underline{\sigma}$ et d'une liste de variables d'écrouissage α . Pour cette famille de modèles de sol, pour $0 < p < p_c$, les déformations plastiques sont nulles tant que $f(\underline{\sigma}, \alpha) < 0$. La surface de charge peut alors être écrite avec les Equations (1.25) et (1.26). La pression de consolidation p_c évolue avec la déformation volumique plastique ζ , qui est une variable d'écrouissage commune aux modèles étudiés, selon l'Equation (1.23).

$$0 < p < p_c(\zeta) \quad (1.25)$$

$$f(\underline{\sigma}, \alpha) = q - \phi(p, \alpha) < 0 \quad (1.26)$$

Comme l'état critique est atteint de manière "asymptotique" quand les déformations sont assez grandes, le critère de plasticité $f(\underline{\sigma}, \alpha)$ doit vérifier la condition $\lim \partial_\gamma f = 0$ quand $\lim \gamma = \infty$.

Pour un chargement isotrope ($q = 0$), la réponse du sol est gouvernée par l'Equation (1.25) pour le critère de plasticité et l'Equation (1.23) pour la règle d'écrouissage.

Pour tout autre chemin de chargement, la surface de charge est définie par les deux conditions (1.25) et (1.26). Quand $f(\underline{\sigma}, \alpha) = 0$, on a $q = \phi(p, \alpha) > 0$ et $\dot{\gamma} > 0$. Ce paramètre $\dot{\gamma}$ est utilisé comme multiplicateur plastique (comme expliqué dans la partie introductive de cette section) et le taux de déformations plastiques s'écrit comme suit :

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^p = \dot{\gamma} \left[\frac{1}{3} \frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} \frac{1}{\underline{\varepsilon}} + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{n}{\underline{\varepsilon}} \right] \quad (1.27)$$

L'évolution des déformations plastiques est entièrement déterminée par la fonction $\psi(\eta, \alpha)$, où $\eta = \frac{q}{p}$ telle que ; $\frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} = \psi(\eta, \alpha)$.

Dans quelques modèles de comportement des sols, les arguments de ψ sont (p, α) comme ceux de ϕ ce qui ne pose aucun problème puisque ψ est seulement calculée quand $q = \phi(p, \alpha)$. La fonction ϕ est telle que la relation entre η et p pour chaque α est bijective. Il existe alors une fonction Φ telle que $\eta = \frac{\phi(p, \alpha)}{p}$ est équivalente à $p = \Phi(\eta, \alpha)$. Par conséquent, tous ces modèles ont une règle d'écoulement qui dérive d'un potentiel $g(\underline{\sigma}, \alpha) = q - \bar{\phi}(p, \alpha)$ où $\bar{\phi}(p, \alpha) = \int_{p_0}^p \psi(\phi(x, \alpha)/x, \alpha) dx$. Réciproquement, à partir d'un potentiel plastique, $\psi(\eta, \alpha) = (\partial_p \bar{\phi})(\Phi(\eta, \alpha), \alpha)$. Cette dernière remarque concernant l'existence d'un potentiel plastique relève d'une simple curiosité parce qu'un modèle de comportement peut être formulé avec une règle d'écoulement qui ne dérive pas d'un potentiel Tijani (2008). Les restrictions sur la règle d'écoulement découlent des considérations thermodynamiques exprimées par l'inégalité de Clausius-Duhem qui se réduit dans ce cas à l'inégalité 1.9. A partir de l'Équation (1.27), la puissance plastique par unité de volume est $\varpi = \underline{\sigma} : \dot{\underline{\varepsilon}}^p = p \dot{\gamma}(\eta - \psi)$. Comme $p \dot{\gamma} > 0$, pour que ϖ soit positive, il est nécessaire et suffisant que $\eta - \psi(\eta, \alpha)$ soit positif pour tous les $\eta > 0$ et pour tout α . Cette condition est vérifiée pour tous les modèles étudiés.

En résumé, un modèle de comportement de sol dans cette famille est entièrement défini avec l'Equation (1.23) et les deux fonctions $\phi(p, \alpha)$ et $\psi(\eta, \alpha)$. La fonction de charge étant $\max[-p, p - p_c(\zeta), q - \phi(p, \alpha)]$.

1.4.4 Modèle de Cam-Clay modifié

Le modèle MCC est pris comme référence de comparaison. Sa surface de charge de forme elliptique évolue avec la pression de pré-consolidation reliée au mécanisme d'écrouissage volumique. Sa formulation est donnée par l'Équation 1.28.

$$F(\underline{\sigma}, p_c) = \left(\frac{q}{M} \right)^2 + p(p - p_c) \quad (1.28)$$

Sa règle d'écoulement est donnée par l'Équation 1.29 sous forme incrémentale.

$$\frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} = \frac{\eta^2 - M^2}{2\eta} \quad (1.29)$$

1.4.5 Modèle uniifié pour l'argile et le sable (CASM)

Pour résoudre l'incapacité des modèles basés sur la théorie de l'état critique à simuler le radoucissement et la dilatance des sables denses, Yu (1998) a proposé le modèle CASM. Il est présenté dans ce travail en fonction de la pression de pré-consolidation. Sa surface de charge est donnée par l'Équation 1.30.

$$F(\underline{\sigma}, p_c) = \left(\frac{q}{Mp} \right)^n + \frac{1}{\ln(r)} \ln \left(\frac{p}{p_c} \right) \quad (1.30)$$

où n et r sont des paramètres du modèle.

Cette surface de charge a deux degrés de liberté de plus par rapport à celle du modèle MCC. Sa variation avec ces deux paramètres est donnée par la Figure 1.19. La droite de l'état critique est tracée en rouge en ligne continue sur cette figure.

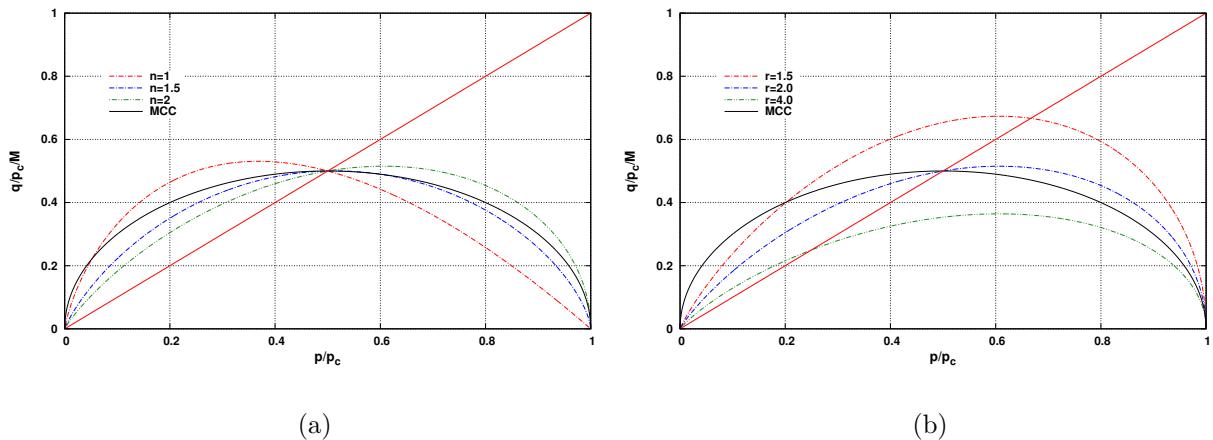


FIGURE 1.19 – Variation de la surface de charge de CASM par rapport à celle de MCC en fonction des paramètres n dans (a) (pour $r = 2$) et r dans (b) (pour $n = 2$)

Le choix du paramètre n contrôle les proportions de la surface de charge autour de la droite de l'état critique. Pour $n < 1.5$, la résistance est diminuée dans la partie où la pression moyenne effective p est inférieure à la moitié de la pression de consolidation ($p_c/2$) tandis qu'elle est plus grande pour l'autre partie. Le paramètre r détermine la taille globale de la surface de charge.

La version originale de CASM utilise une règle d'écoulement de Rowe donnée par l'Équation 1.31 qui ne donne pas des résultats réalistes en particulier pour des chemins de chargement à faible rapport de contraintes η .

$$\frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} = \frac{9(M - \eta)}{9 + 3M - 2M\eta} \quad (1.31)$$

Plus tard, Yu (2006) a proposé la règle d'écoulement donnée par l'Équation 1.32.

$$\frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} = \frac{\eta^n - M^n}{m \eta^{n-1}} \quad (1.32)$$

où m est un paramètre du modèle. C'est cette dernière formulation qui est retenue dans la suite de ce mémoire.

En comparaison au modèle MCC, CASM fournit une meilleure simulation du comportement des argiles surconsolidées avec une règle d'écoulement non associée et trois paramètres additionnels. Ces deux modèles intègrent seulement l'écrouissage avec les déformations volumiques plastiques. En revanche, l'intégration de l'écrouissage déviatorique est nécessaire pour une meilleure simulation des chemins de chargement en cisaillement. D'autre part, la non-linéarité de la réponse en contraintes-déformations avant la rupture n'est saisie par aucun de ces deux modèles. Pour pallier ces défauts, le modèle proposé intègre deux mécanismes d'écrouissage avec une seule surface de charge qui offre la possibilité d'un début de plasticité adéquat.

1.4.6 Modèle proposé

La surface de charge du modèle proposé permet de réduire la surestimation de la résistance au cisaillement des sols surconsolidés par rapport à celle estimée par le modèle MCC. Elle est donnée par l'Équation 1.33.

$$F(\underline{\sigma}, \alpha) = \left(\frac{q}{M_\gamma p} \right)^2 + \ln \left(\frac{p}{p_c} \right) \quad (1.33)$$

Cette surface de charge évolue avec deux mécanismes d'écrouissage. L'écrouissage volumique est contrôlé par l'évolution de la pression de consolidation avec la déformation volumique plastique et le nouvel écrouissage déviatorique est contrôlé par la fonction M_γ donnée par l'Équation (1.34).

$$M_\gamma = \frac{M_\infty \gamma + M_0 a}{\gamma + a} \quad (1.34)$$

où M_∞ , M_0 et a sont des paramètres du modèle.

La fonction $M_\gamma(\gamma)$ est représentée sur la Figure 1.20 en fonction du paramètre a qui varie entre 0.0001 et 0.003. Ce paramètre contrôle le taux de déformations déviatoriques plastiques atteint avant M_∞ .

L'évolution de la surface de charge avec le mécanisme d'écrouissage déviatorique est illustrée par la Figure 1.21. À titre de comparaison, la surface de charge du modèle MCC est tracée sur la même figure, pour $M = 1$, avec une ligne noire continue.

Les déformations plastiques sont gouvernées par la règle d'écoulement qui est donnée par l'Équation 1.35.

$$\frac{\dot{\zeta}}{\dot{\gamma}} = \frac{\eta^l - M^l}{l \eta^{l-1}} \quad (1.35)$$

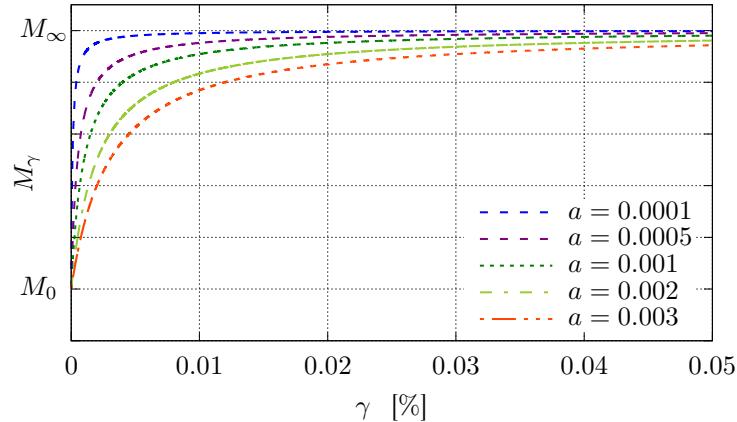
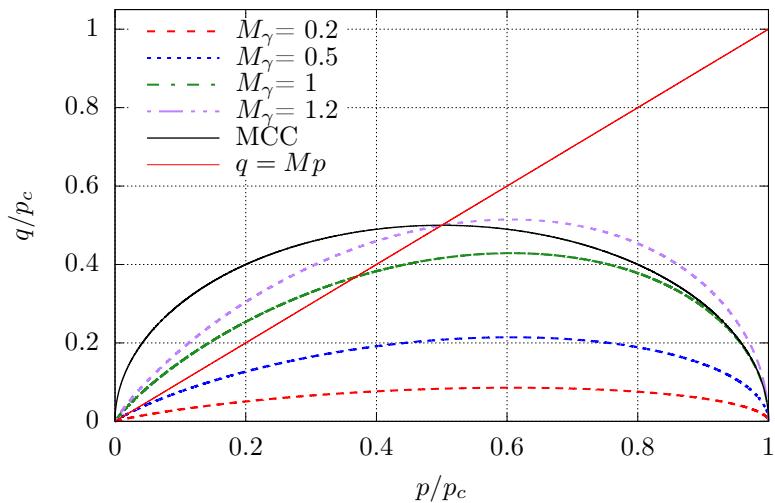

 FIGURE 1.20 – Évolution de la fonction M_γ


FIGURE 1.21 – Evolution de la surface de charge avec les déformations déviatoriques plastiques

où l est un paramètre du modèle. Le choix de cette règle d’écoulement garantit des déformations volumiques plastiques nulles pour $\eta = M$.

Comme ce modèle intègre le concept de la théorie de l’état critique avec un mécanisme d’écrouissage déviatorique, on le notera SCSM (Shear Critical State Model) dans ce qui suit.

Caractéristiques du modèle proposé

Pour illustrer les caractéristiques de la réponse du modèle SCSM, les résultats de simulations d’essais triaxiaux fictifs (théoriques, sous un état de contraintes homogène) sont présentés dans cette partie. Une étude de sensibilité a été conduite. Les paramètres de référence choisis sont donnés par le Tableau 1.2.

L’essai de référence est caractérisé par un état de consolidation initial défini par

ν	κ	λ	M	M_0	M_∞	a	l
0.25	0.08	0.168	0.85	0.17	1.27	0.005	2

TABLE 1.2 – Paramètres de référence pour les simulations

$p_c = 900$ kPa et une pression effective initiale de 300 kPa. L'indice initial des vides est de 0.72.

Le paramètre M_0 indique le début de plasticité et le paramètre M_∞ définit la résistance du sol tandis que M est la pente de la droite de l'état critique dans le plan (p, q) . Quand le rapport de M_∞ à M est plus grand que un, la réponse du sol présente un radoucissement comme l'illustre la Figure 1.22a. La différence entre M_0 et M_∞ ne modifie pas beaucoup la réponse du modèle mais résulte en un passage continu et progressif entre l'élasticité et la plasticité.

La constante d'écrouissage déviatorique a varie dans un intervalle entre 0.05 et 0.0001. Une petite valeur du paramètre a produit plus de déformations plastiques avant la rupture comme l'illustre la Figure 1.22b.

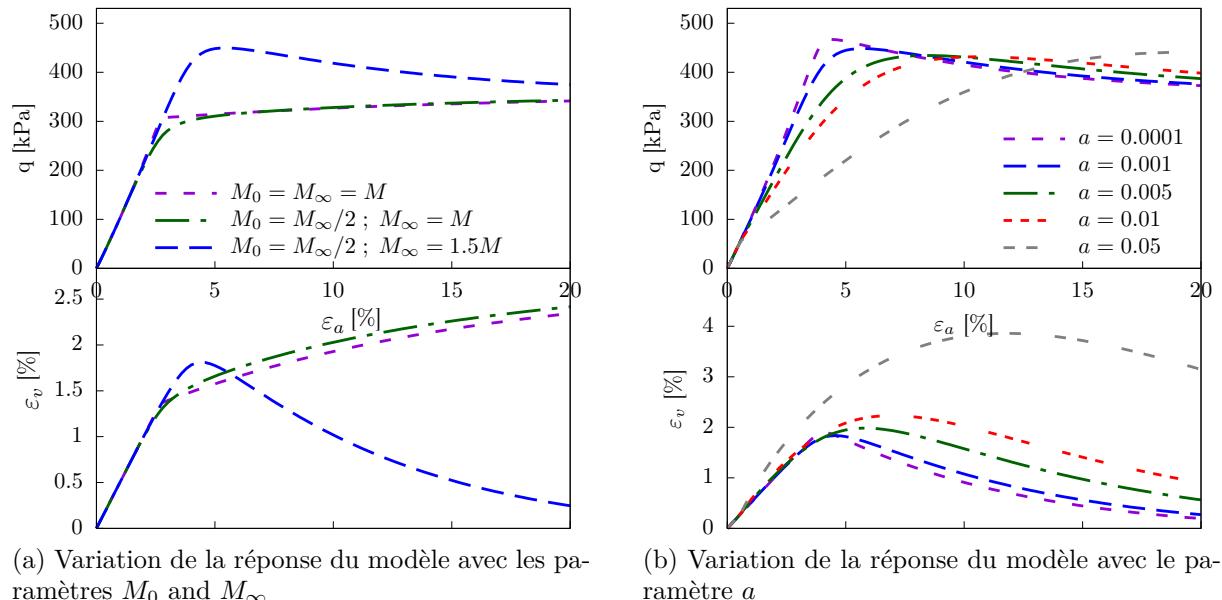


FIGURE 1.22 – Réponse d'un essai triaxial drainé

La Figure 1.23a montre l'influence du paramètre l de la règle d'écoulement. Rappelons que dans le modèle de Cam-Clay modifié, ce paramètre est fixé à 2.

La variation de la réponse du modèle avec l'état initial de contraintes ou avec le coefficient de consolidation OCR , donnée dans la Figure 1.23b, est en concordance avec les observations expérimentales.

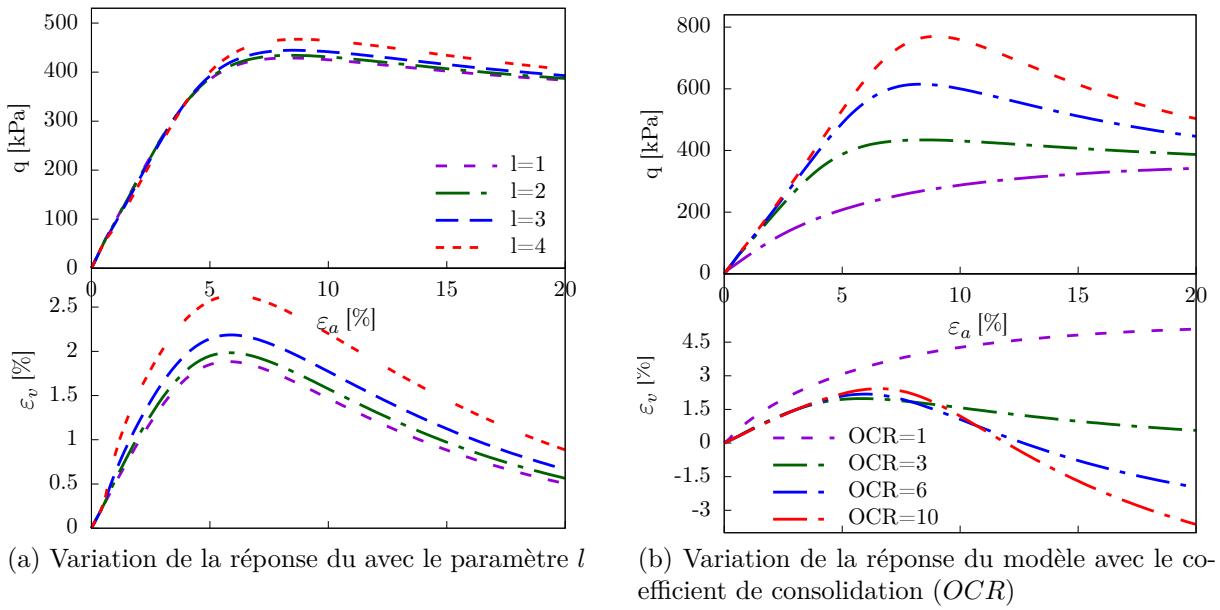


FIGURE 1.23 – Réponse d'un essai triaxial drainé

1.4.7 Synthèse des modèles étudiés

Le modèle MCC, CASM et le modèle proposé SCSM sont présentés dans le Tableau 1.3 avec les notations de la formulation généralisée décrite dans la Section 1.4.3 avant leur comparaison dans la section suivante. Les paramètres p_{c0} , λ , κ , ν et M sont communs aux trois modèles présentés. Le tableau n'indique que les paramètres supplémentaires pour chaque modèle ainsi que les fonctions ϕ et ψ . La dernière ligne de ce tableau indique les restrictions du choix de quelques paramètres pour assurer que la fonction de dissipation intrinsèque reste positive. On rappelle que cette condition est réduite à $\eta - \psi(\eta, \alpha) > 0$ comme détaillé dans la Section 1.4.3.

Les paramètres des modèles sont déterminés selon la procédure décrite dans la section suivante.

Identification des paramètres

Pour déterminer les paramètres du modèle pour chaque sol, les résultats d'au moins deux essais de laboratoire sont nécessaires :

1. un essai de compression isotrope où la pression effective moyenne p et la déformation volumique ε_v sont mesurées,
2. un essai triaxial où p , q , ε_v et la déformation axiale ε_a sont mesurés.

Les deux essais doivent être conduits le plus loin possible avec des mesures enregistrées assez fréquemment. La détermination des valeurs des paramètres peut généralement être établie en deux étapes. Dans la première étape, les états de contraintes et de déformations sont considérés homogènes dans l'échantillon. Le frottement entre les deux surfaces de l'échantillon et les pierres poreuses (pour un essai drainé) ou le piédestal et le chapeau (pour un essai non drainé) est négligé. Dans la deuxième étape, les effets de bord sont pris

	MCC	CASM	SCSM
α	ζ	ζ	(ζ, γ)
$\phi(p, \alpha)$	$Mp \left[\left(\frac{p_c}{p} - 1 \right) \right]^{1/2}$	$Mp \left[\frac{1}{\ln(r)} \ln\left(\frac{p_c}{p}\right) \right]^{1/n}$	$M_\gamma(\gamma)p \left[\ln\left(\frac{p_c}{p}\right) \right]^{1/2};$ $M_\gamma(\gamma) = \frac{M_\infty \gamma + M_0 a}{\gamma + a}$
$\psi(\eta, \alpha)$	$\eta[1 - (M/\eta)^2]/2$	$\eta[1 - (M/\eta)^n]/m$	$\eta[1 - (M/\eta)^l]/l$
Paramètres		r, n, m	M_∞, M_0, a, l
$\eta - \psi(\eta, \alpha) > 0$		$m > 1$	$l > 1$

TABLE 1.3 – Formulation généralisée des modèles étudiés

en compte et une simulation de l’essai en éléments finis est indispensable. L’estimation des valeurs des paramètres peut être raffinée en liant un code d’éléments finis à un programme d’ajustement. Les paramètres ajustés à la première étape sont utilisés comme un point de départ du raffinement. Seule la première phase est considérée dans ce qui suit pour les trois modèles de comportement présentés dans le Tableau 1.3.

L’essai isotrope est utilisé pour ajuster les paramètres κ^* , λ^* et p_{c0} . Les valeurs sont ajustées de telle sorte que les mesures vérifient, au sens des moindres carrés, les équations suivantes (déduites des équations (1.21) et (1.22)) :

$$\varepsilon_v = \kappa^* \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + (\lambda^* - \kappa^*) \langle \ln \left(\frac{p}{p_{c0}} \right) \rangle \quad (1.36)$$

où les parenthèses de Macaulay $\langle \cdot \rangle$ sont définis pour tout réel x tels que $\langle x \rangle = (x + |x|)/2$.

Les essais triaxiaux sont généralement réalisés à confinement constant (cas 1 : $\delta p = \delta q/3$) ou à pression moyenne constante (cas 2 : $\delta p = 0$).

Selon l’équation (1.21), dans les deux cas, la déformation volumique élastique s’écrit :

$$\varepsilon_v^e = \kappa^* \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (1.37)$$

Tandis que la déformation axiale est donnée par :

$$\begin{cases} \text{cas 1 : } \varepsilon_a^e = \frac{\kappa^*}{1-2\nu} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \\ \text{cas 2 : } \varepsilon_a^e = \frac{2(1+\nu)\kappa^*}{9(1-2\nu)} \frac{q}{p_0} \end{cases} \quad (1.38)$$

L'Equation (1.24) est d'abord utilisée pour ajuster la valeur du coefficient de Poisson ν sur la première partie des résultats de l'essai triaxial.

L'ajustement de la fonction $\varepsilon_v^e(p)$ sur la première partie de l'essai permet de déterminer κ^* et l'ajustement de $\varepsilon_a^e(p)$ permet de déterminer $\frac{\kappa^*}{1-2\nu}$ ou $\frac{2(1+\nu)\kappa^*}{9(1-\nu)}$. Les déformations plastiques sont ensuite calculées en déduisant les déformations élastiques des déformations totales mesurées ε_a et ε_v d'où la détermination de γ . On se retrouve avec un fichier qui contient (p, q, ζ, γ) et qui est traité de telle sorte que γ soit nulle pour la première partie élastique et puis strictement croissante pour la seconde partie. On vérifie que $\gamma = 0$ quand $\zeta = 0$ et on n'utilise que la partie où $\gamma > 0$. La dernière partie est complétée en calculant le rapport de contraintes η et $\delta\zeta/\delta\gamma$. Le reste des paramètres de ϕ et ψ sont alors ajustés tels que $\delta\zeta/\delta\gamma = \psi(\eta, \alpha)$ et $q = \phi(p, \alpha)$.

1.5 Simulation d'essais triaxiaux

Les réponses du modèle proposé sont validés par des résultats d'essais de laboratoire, publiés dans la littérature, sur l'argile de Londres, l'argile de Weald et celle de Boom. La capacité du modèle à simuler les réponses drainées et non drainées des sols à différents états de consolidation est démontrée en comparaison avec les modèles MCC et CASM sur des essais triaxiaux. Comme les trois modèles intègrent l'état critique et ont la même réponse élastique et partagent le même mécanisme d'écrouissage volumique, l'accent est mis sur les améliorations apportées par le mécanisme d'écrouissage déviatorique.

Tous les échantillons ont d'abord subi une compression isotrope et puis une décharge jusqu'à la pression initiale p_0 correspondant au confinement de l'essai par la suite. L'état de consolidation de chaque échantillon est défini par le coefficient de consolidation OCR qui est défini comme le rapport de la pression de consolidation initiale p_{c_0} à la pression effective initiale p_0 ($OCR = p_{c_0}/p_0$).

Les paramètres des trois argiles considérées sont résumés dans le Tableau 1.4 qui regroupe les paramètres communs du modèle MCC et ceux du modèle SCSM (M_0 , M_∞ , a et l). Les paramètres manquant du modèle CASM sont donnés dans le Tableau 1.5. On note que les paramètres du modèle MCC sont pris des références (A. W. Bishop, 1957; Gasparre, 2005; Sultan et al., 2010) comme mentionnés par les auteurs originaux pour chaque argile respectivement. Les paramètres des modèles SCSM et CASM ont été ajustés par la suite.

Paramètre du modèle	ν	κ	λ	M	M_0	M_∞	a	l
Argile de Londres	0.25	0.064	0.168	0.85	0.8	1.1	0.005	2
Argile de Weald	0.2	0.025	0.093	0.9	0.7	1.1	0.001	2
Argile de Boom	0.3	0.017	0.03	0.71	0.4	0.8	0.0025	2
Argile de LCT	0.25	0.025	0.093	0.8	0.1	0.65	0.0003	2.5

TABLE 1.4 – Paramètres des modèles MCC et SCSM pour différentes argiles

Paramètre du modèle	r	n	m
Argile de Londres	2.0	1.8	2.5
Argile de Weald	2.714	4.5	2.9
Argile de Boom	2.4	2.0	2.0
Argile de LCT	2.95	4.7	2.0

TABLE 1.5 – Paramètres du modèle CASM pour différentes argiles

1.5.1 Essais triaxiaux non drainés

La réponse non drainée du modèle a été validée sur les résultats des essais triaxiaux non drainés réalisés par Gasparre (2005) dans son travail sur l'argile de Londres. Pour ces simulations, les échantillons reconstitués de l'argile de Londres ont subi un cisaillement triaxial à différents états de consolidation ; $OCR = 1, 3$ et 12 . Les pressions effectives initiales correspondantes sont respectivement $p_0 = 485, 200$ et 50 kPa.

Les résultats de simulations de ces essais avec les trois modèles de comportement sont donnés sur la figure 1.24. La condition non drainée est modélisée en imposant une déformation volumique nulle (i.e. $\text{tr}(\dot{\varepsilon}) = 0$). La résistance en cisaillement est estimée de manière satisfaisante avec le modèle proposé pour les trois états de consolidation. En revanche, les modèles MCC et CASM surestiment cette résistance pour l'échantillon fortement surconsolidé avec un OCR de 12 . Ces deux modèles donnent des résultats en assez bon accord avec l'expérience pour les échantillons cisaillés avec $OCR = 1$ et $OCR = 3$. Cependant, SCSM présente une meilleure simulation de l'essai à $OCR = 3$ en plus d'une reproduction de la non-linéarité de toutes les courbes de contraintes-déformations.

1.5.2 Essais triaxiaux drainés

Les résultats des essais triaxiaux drainés sur l'argile de Weald réalisés par A. W. Bishop (1957) ont été utilisés par Yu (1998) pour la validation de CASM. Les résultats de simulation de ces deux essais sont présentés dans la Figure 1.25. Le premier essai est réalisé sur un échantillon normalement consolidé ($OCR = 1$) et le deuxième sur un échantillon fortement surconsolidé avec ($OCR = 24$).

L'état initial de l'échantillon normalement consolidé est caractérisé par une pression effective initiale p_0 de 207 kPa et un indice initial des vides e_0 de 0.632 tandis que l'échan-

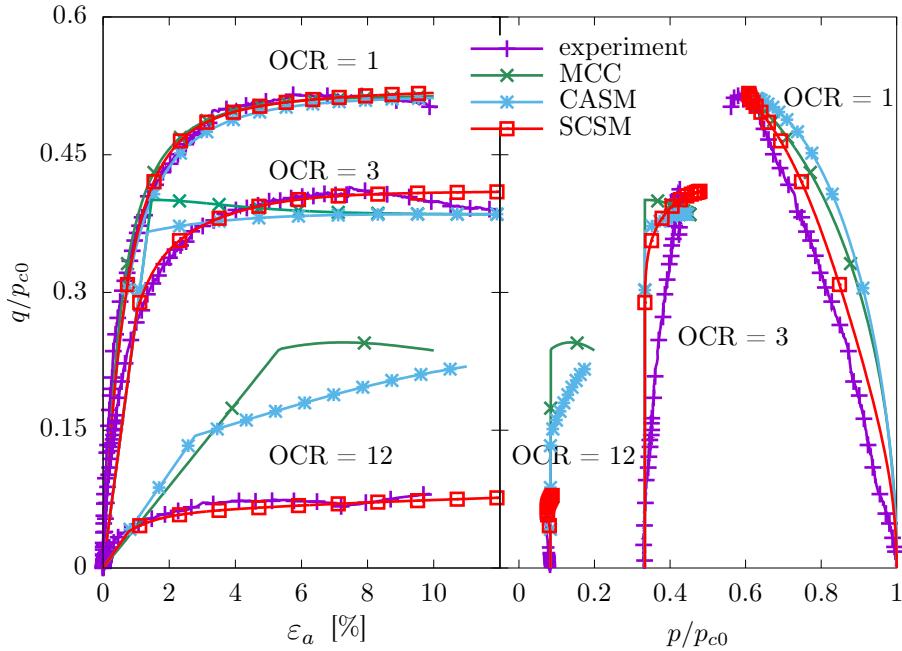


FIGURE 1.24 – Simulation des essais triaxiaux non drainés sur l'argile de Londres dans un état normalement consolidé et deux surconsolidés

tillon surconsolidé est caractérisé par $p_0 = 34.5$ kPa et $e_0 = 0.617$.

Le modèle MCC donne des résultats satisfaisants pour la simulation de la réponse de l'argile de Weald normalement consolidée tout comme les modèles CASM et SCSM comme l'illustre la Figure 1.25a. Cependant, La Figure 1.25b montre que le modèle MCC surestime excessivement la résistance au cisaillement de l'échantillon surconsolidé. Les modèles CASM et SCSM réussissent à donner une bonne estimation de la résistance au cisaillement de cette argile pour les deux états $OCR = 1$ et $OCR = 24$. L'amélioration donnée par le modèle SCSM semble négligeable par rapport au modèle CASM pour la simulation de ces essais au contraire des résultats présentés pour les essais non drainés sur l'argile de Londres.

Un laboratoire de recherche souterrain spécialisé dans la recherche sur le stockage des déchets nucléaires a été excavé dans une couche de l'argile de Boom. Cette argile surconsolidée a fait l'objet de plusieurs études. Sultan et al. (2010) ont réalisés plusieurs essais sur cette argile à différents niveaux de consolidation. Les paramètres de cette argile, donnés dans les Tableaux 1.4 et 1.5, ont été définis en se basant sur l'étude de ce matériau réalisé par DAO (2015).

La pression effective initiale du premier essai légèrement surconsolidé avec un $OCR = 1.8$ est de 5 MPa tandis qu'elle est de 0.9 MPa pour l'essai surconsolidé avec $OCR = 10$.

Les résultats des simulations de l'essai légèrement surconsolidé avec les trois modèles de comportement sont donnés dans la Figure 1.26a. Le modèle SCSM permet de reproduire correctement la non-linéarité de la courbe de contraintes-déformations au contraire

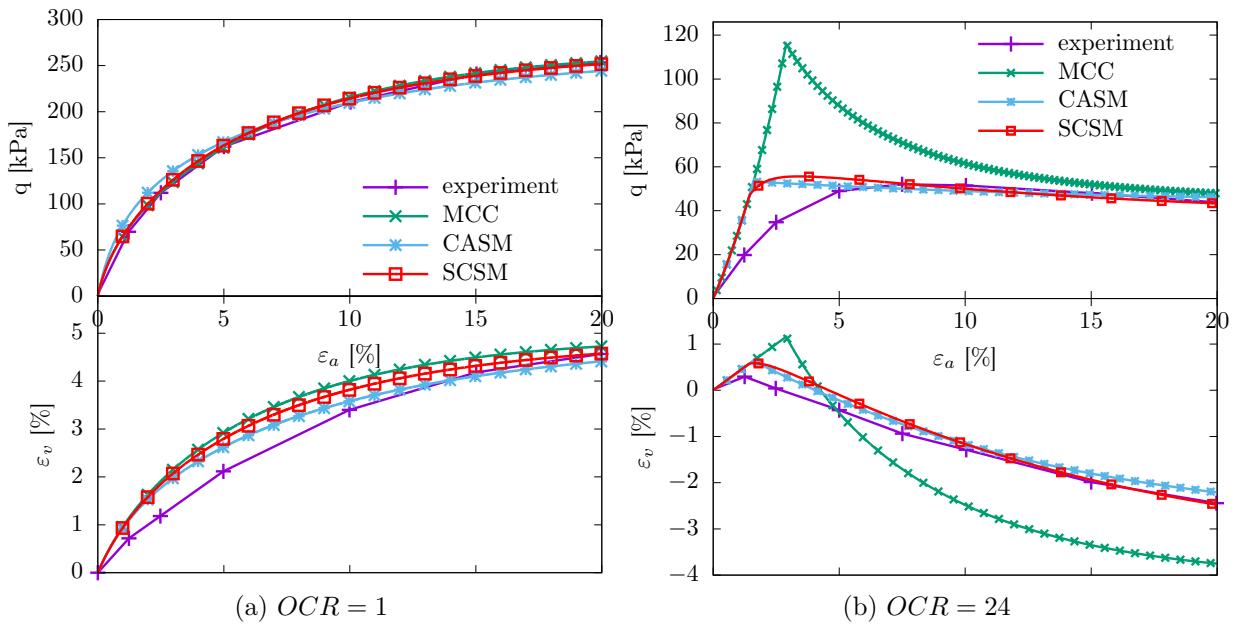


FIGURE 1.25 – Simulation des essais triaxiaux drainés sur l’argile de Weald dans un état normalement consolidé et surconsolidé

des modèles CASM et MCC qui simulent une transition irrégulière de l’élasticité à la plasticité. Pour la simulation de l’essai surconsolidé, le modèle MCC surestime fortement la résistance en cisaillement et la dilatance du matériau comme l’illustre la Figure 1.26b. Bien que le modèle CASM donne une bonne estimation de la résistance du matériau, il ne simule pas la non linéarité de la réponse en contraintes-déformations aussi bien que le modèle SCSM. Ce dernier donne une bonne estimation de la résistance avec une reproduction des non linéarités sans pour autant surestimer les déformations volumiques.

L’argile de Lower Cromer Till (LCT) a été étudiée par Gens et Potts (1988) dans sa thèse et ses résultats ont été repris par d’autres chercheurs dont Yang, Sheng, Carter, et Sloan (2015). Les essais qui ont subi une consolidation isotrope jusqu’à 233.3 kPa, avant un cisaillement triaxial drainé à différents OCR , ont été retenus pour la comparaison des modèles étudiés. Après l’identification des paramètres de l’argile de LCT, résumés dans les tableaux 1.4 et 1.5, les essais avec un $OCR = 2$ et $OCR = 10$ ont été simulés avec les trois modèles étudiés.

Les figures 1.27a et 1.27b présentent la réponse d’un essai triaxial drainé sur l’argile de LCT respectivement avec une pression moyenne initiale $p_0 = 116.5 kPa$ et $p_0 = 23.3 kPa$.

Pour le premier essai avec $OCR = 2$, le modèle MCC ne reproduit pas la non linéarité de la première phase de la courbe contrainte-déformation mais donne une assez bonne estimation des déformations volumiques. Pour simuler ce comportement, il fallait réduire le domaine d’élasticité du modèle CASM. Cependant les déformations volumiques sont fortement surestimées avec ce modèle. La figure 1.27a montre que le comportement de cette argile légèrement surconsolidée ($OCR = 2$) est bien simulé avec le modèle proposé qui permet une réduction du domaine de l’élasticité sans surestimer les déformations

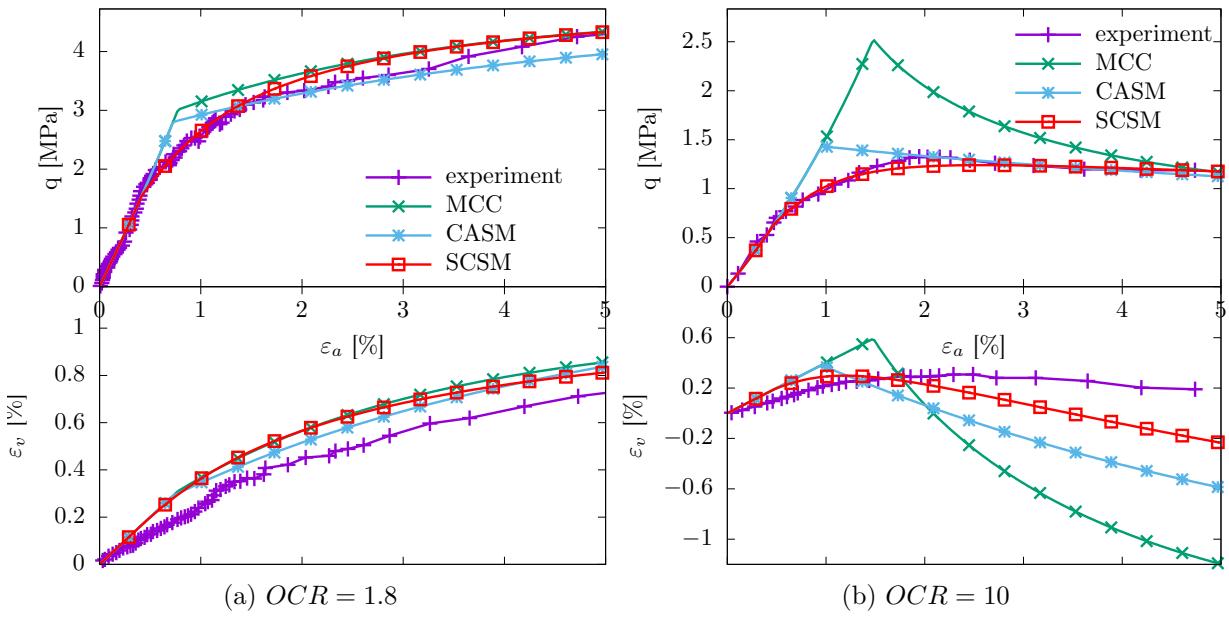


FIGURE 1.26 – Simulation des essais triaxiaux drainés sur l'argile de Boom dans un état normalement consolidé et surconsolidé

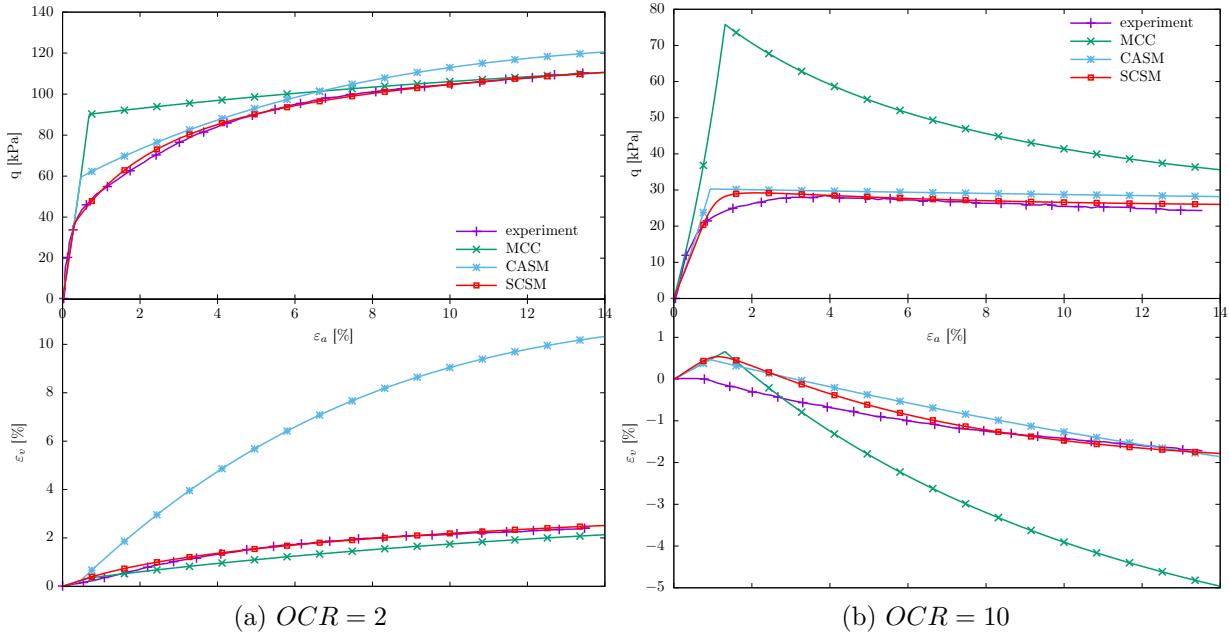


FIGURE 1.27 – Simulation des essais triaxiaux drainés sur l'argile de Lower Cromer Till dans un état normalement légèrement surconsolidé et très surconsolidé

volumiques plastiques.

Le comportement de l'argile surconsolidée ($OCR = 10$) est illustré sur la Figure 1.27b qui montre que le modèle MCC surestime plus de deux fois et demie la résistance au cisaillement et environ cinq fois les déformations volumiques. Les modèles SCSM et CASM donnent une meilleure simulation du comportement de cette argile surconsolidée avec une

légère surestimation des déformations volumiques dans la phase de dilatance. Le modèle de CASM présente un défaut de plus qui est la transition élasticité-plasticité avec forte discontinuité de la rigidité.

1.5.3 Essais triaxiaux à chemin de contraintes contrôlé

Pour explorer les réponses des différents modèles pour un chemin de cisaillement pur, des essais à chemin de contraintes contrôlé ont été simulés. Ces essais ont été réalisés sur une marne grise en collaboration avec le Cerema Méditerranée pour reproduire un chemin de contraintes de cisaillement pur. Les échantillons utilisés ont été prélevés dans la région Sud-Est du plateau des Costières, région située entre Nîmes et Arles et au nord de St Gilles. Ils étaient paraffinés sur place et conservés dans de bonnes conditions tout au long de l'étude expérimentale. Comme la pression de préconsolidation de cette marne est autour de 1200 kPa, il est nécessaire d'appliquer des pressions élevées. Une unité triaxiale asservie à haute pression a été utilisée. Les paramètres de résistance de cette marne grise ont été déterminés par Serratrice (2002).

Les éprouvettes triaxiales sont découpées manuellement au touret au cœur des échantillons carottés (diamètre initial $d_0 = 50$ mm avec un élancement de deux). Après une première phase de saturation sous une contre-pression et une deuxième phase de consolidation, le chemin de contraintes illustré par la Figure 1.28 a été appliqué. Il consiste en un cisaillement pur à pression moyenne effective constante suivi d'une décharge et ensuite une compression isotope. La réalisation de ces essais nécessite de piloter simultanément l'effort axial et la pression de confinement. Trois essais ont été réalisés avec un cisaillement à trois pressions moyennes effectives constantes de 490, 1000 et 1800 kPa. La décharge a été ensuite suivie d'une compression isotope jusqu'à 4000 kPa. La Figure 1.29 montre les éprouvettes à la fin des essais.

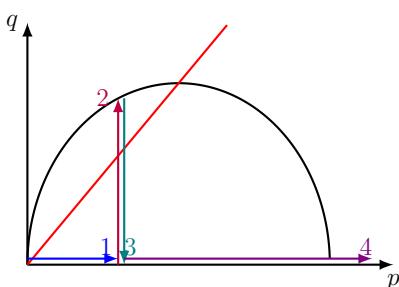


FIGURE 1.28 – Chemin de contraintes suivi



FIGURE 1.29 – Éprouvettes de la marne grise à la fin des essais

La simulation de ces essais n'est pas directe. En effet, elle a été réalisée en appliquant un déplacement contrôlé qui induit le chemin de contraintes imposé pour éviter toute discordance comme détaillé dans l'Annexe C. Les paramètres de cette marne grise sont donnés dans le Tableau 1.6 pour les trois modèles.

La simulation du premier essai (Test1) donnée par la Figure 1.30a montre que les modèles MCC et CASM surestiment la résistance en cisaillement à petite pression moyenne

MCC				SCSM				CASM		
ν	κ	λ	M	M_0	M_∞	a	l	r	n	m
0.3	0.017	0.04	0.98	0.4	1.3	0.0017	2	1.8	3.5	3.0

TABLE 1.6 – Paramètres des trois modèles de comportement pour la marne grise

ou du côté sec de la droite de l'état critique. La simulation de cet essai avec le modèle proposé a permis de générer des déformations plastiques au contraire des deux autres modèles. Ces deux modèles ont réussi à simuler la résistance en cisaillement pour le deuxième essai, légèrement surconsolidé avec une transition non réaliste de l'élasticité à la plasticité comme le montre la Figure 1.30b. Par ailleurs, le modèle SCSM reproduit correctement la non linéarité de la réponse en contraintes-déformations tout en simulant la bonne résistance au cisaillement. Le résultat de simulation de la partie de chargement du troisième essai est satisfaisant pour les trois modèles comme l'illustre la Figure 1.30c.

Les déformations volumiques, calculées à partir du volume d'eau sortant dans un essai drainé, sont générées pour les trois essais à partir du début de cisaillement tandis que les modèles de comportement simulent une phase élastique où la déformation volumique est nulle pour un essai de cisaillement pur. En effet, théoriquement, toutes les déformations volumiques à pression moyenne constante sont plastiques. La question se pose alors sur la qualité de la procédure de mesure des déformations volumiques et sur la vraie limite de plasticité.

La décharge n'a pas pu être correctement simulée par aucun des trois modèles de comportement choisis. Pour analyser la cause de la non-linéarité de la décharge, l'influence de la vitesse de la décharge a été étudiée avec une simulation hydromécanique des essais. L'augmentation de la pression de pore était négligeable même avec une très faible perméabilité autour de 10^{-9} m/s et n'a donc eu aucune influence sur la simulation de la décharge. Ces simulations ont tout de même permis de vérifier que ces essais ont été réalisés à une vitesse assez lente pour assurer la condition de drainage.

Comme le couplage hydromécanique n'a pas permis d'améliorer la simulation de la décharge, l'influence de la déstructuration et de l'écrouissage cinématique ont été étudiées séparément avec le modèle de comportement présenté par Amorosi, Boldini, et Germano (2008) mais ces mécanismes n'ont pas permis de simuler la non-linéarité de la décharge.

L'investigation d'une autre piste pour résoudre ce problème nécessiterait la réalisation de plus d'essais avec plusieurs cycles de chargement-déchargement.

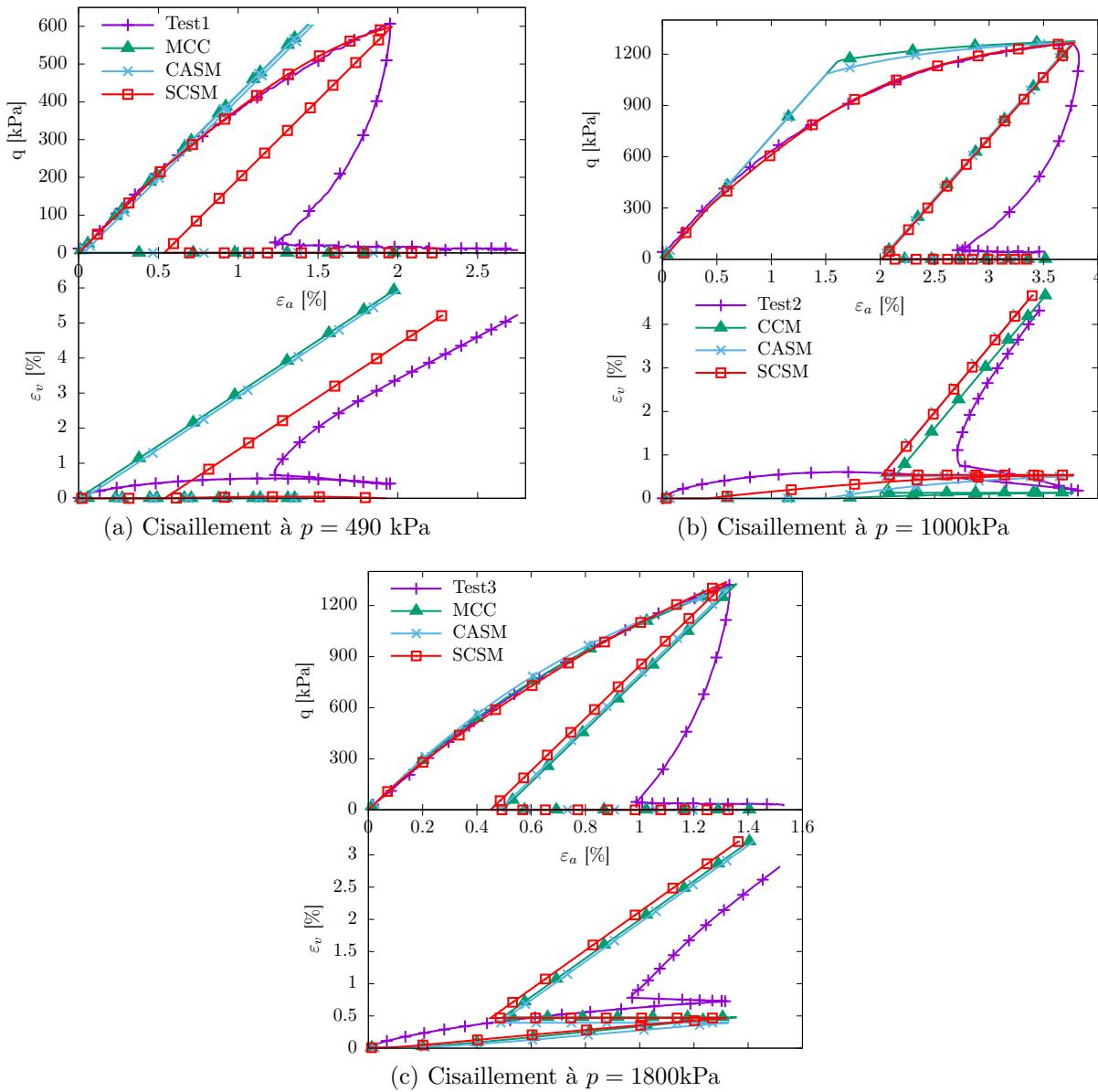


FIGURE 1.30 – Simulation des essais triaxiaux à chemin de contraintes contrôlé sur une marne grise

1.6 Implémentation d'une loi de comportement incrémentale

L'utilisation d'une loi de comportement dans un code de calcul en éléments finis requiert son implémentation. Une attention particulière est prêtée à cette étape délicate qui régit la performance des calculs à l'échelle de la structure. L'objectif de cette partie est de présenter une méthode d'implémentation d'une loi de comportement mécanique incrémentale (plasticité, élasticité non linéaire, ...) dans un code de calcul numérique en éléments finis tel que Abaqus, Cast3M, Code_Aster, Plaxis ou Viplef.

La réalisation de simulations avec ces codes numériques doit vérifier :

- la loi de conservation de la quantité de mouvement dans toute la structure,
- la compatibilité du champs de déformations $\underline{\varepsilon}$ avec le champ de déplacement vectoriel,
- les conditions aux limites,
- les lois de comportement ou lois complémentaires.

Les trois premières conditions concernent la structure dans sa globalité tandis que les lois de comportement sont définies en chaque point matériel.

Dans le cas d'un milieu poreux saturé, si on désigne par $\underline{\sigma}$ le tenseur de contraintes effectives, le tenseur des contraintes totales caractérise la superposition de la matrice solide et du fluide ayant une pression u et s'écrit $\underline{\sigma} - u\underline{B}$ où \underline{B} est le tenseur de Biot. En rappelant que la convention de signe est telle qu'une contrainte de compression est négative.

Si on étudie l'équilibre d'une structure sous l'action de forces volumiques \vec{F} et superficielles \vec{G} , elles correspondent alors aux contraintes totales. En l'absence des forces d'inertie (problèmes statiques), pour que les équations de conservation du mouvement soit vérifiées il faut que $\underline{\sigma}$ soit symétrique et vérifie trois équations différentielles (Équation 1.39) assorties de trois conditions aux limites (Équation 1.40) :

$$\vec{\operatorname{div}}(\underline{\sigma} - u\underline{B}) + \vec{F} = \vec{0} \quad (1.39)$$

$$(\underline{\sigma} - u\underline{B})\vec{n} = \vec{G} \quad (1.40)$$

où \vec{n} est le vecteur normal à la frontière.

La compatibilité du champs de déformations $\underline{\varepsilon}$ avec le champ de déplacement vectoriel \vec{u} s'écrit :

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\operatorname{grad}}_s(\dot{\vec{u}}) \quad (1.41)$$

où $\underline{\operatorname{grad}}_s(\dot{\vec{u}})$ est la partie symétrique du gradient de la vitesse du vecteur de déplacements.

L'analyse du problème à l'échelle de la structure avec les équations d'équilibre et les conditions de compatibilité aboutit à un système différentiel avec conditions aux limites dont les inconnues scalaires sont 6 contraintes, 6 déformations et 3 déplacements. Les équations scalaires de ce système se résument à 3 équations de mouvement et 6 relations de compatibilité entre les déplacements et les déformations. Les 6 équations manquantes sont données par la loi de comportement qui relie les contraintes aux déformations.

La résolution se divise alors en deux parties où la première concerne toute la structure et la deuxième s'occupe de chaque point matériel.

Le schéma général consiste à confier la première partie y compris la prise en compte du couplage multiphysique (THMC) à un module principal (ModP) qui fait appel à des modules “lois” (ModL) qui gèrent la seconde partie.

La relation de compatibilité entre le déplacement et les vitesses de déformations peut s'écrire en termes de différentielle :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\text{grad}}}_s(d\vec{\mathbf{u}}) \quad (1.42)$$

Un algorithme incrémental est alors proposé par la plupart des numériciens. Il consiste à décomposer la transformation finie totale en une succession de petites transformations.

Nous nous plaçons ici dans la situation où ModL doit définir une loi de comportement mécanique incrémentale dans le cadre général des matériaux à variables internes scalaires ou tensorielles (liste α) et que ce module reçoit pour chaque incrément l'état de départ $(\underline{\sigma}, \alpha)$ et l'incrément $\delta\underline{\underline{\varepsilon}}$ de la déformation purement mécanique (c'est ModP qui retranche la partie dilatation thermique en cas de couplage). Par ailleurs, certains modèles rhéologiques font intervenir des grandeurs physiques non mécaniques telles que la température ou le degré de saturation. Dans ce qui suit ces grandeurs seront sous-entendues. La loi de comportement purement mécanique gérée par le module ModL est de la forme générale :

$$\delta\underline{\sigma} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}, \alpha, \delta\underline{\underline{\varepsilon}}) \quad (1.43)$$

Dans cette loi, l'incrément $\delta\underline{\underline{\varepsilon}}$ n'intervient pas nécessairement de manière linéaire. La seule restriction est que la fonction $\underline{\mathcal{S}}$ soit positivement homogène par rapport à $\delta\underline{\underline{\varepsilon}}$. L'équation 1.43 doit être complétée par les lois qui régissent l'évolution des variables d'écrouissage α .

La partie ModP qui gère toute la structure, laissant à ModL le soin de gérer l'évolution des variables cachées α , a besoin que la loi de comportement mécanique soit énoncée sous la forme affine suivante :

$$\delta\underline{\sigma} = \underline{\underline{D}}\delta\underline{\underline{\varepsilon}} + \delta\underline{\sigma}_I \quad (1.44)$$

La méthode des éléments finis offre une solution approchée au problème mécanique des solides déformables formulé en termes de déplacements comme inconnues principales en se basant sur sa formulation variationnelle.

Le module ModP, via cette méthode, utilise l'Équation 1.44 pour se ramener à la résolution d'un système linéaire $KU = F$ dans lequel le tenseur $\underline{\underline{\underline{\underline{D}}}}$ d'ordre 4 intervient dans la matrice de raideur K et le terme $\delta\underline{\sigma}_I$ intervient dans le second membre F . Ne perdons pas de vue ici que le système linéaire $KU = F$ concerne toute la structure avec en plus un couplage fort multiphysique dans lequel l'égalité 1.44 ne concerne que le comportement purement mécanique du matériau constitutif d'un point matériel.

Que l'on soit en couplage multiphysique ou non, on se retrouve avec un problème mathématique dans lequel l'adéquation entre les deux équations (celle qui régit le vrai comportement du matériau et celle utilisée pour ramener tout le problème de la structure à un système linéaire) donne lieu à un processus itératif au cours duquel : (i) l'état

de départ de l'incrément est connu et (ii) le nouvel état est inconnu et est recherché de sorte que les deux égalités soient simultanément satisfaites à une précision près fixée par l'utilisateur du logiciel.

Ainsi, de manière schématique on peut annoncer que pour le même historique du champ des déformations (donc provenant d'un champ de déplacement) représenté en chaque point matériel par l'incrément de la partie mécanique $\underline{\delta\varepsilon}$ nous avons deux champs de contrainte effective $\underline{\sigma}$: le premier noté $\underline{\sigma}_L$ (comme module de loi de comportement) vérifie la loi de comportement (Équation 1.43) et le second noté $\underline{\sigma}_P$ (comme module principal) vérifie numériquement les lois de conservation du mouvement et les conditions aux limites. Étant donné que pour déterminer $\underline{\sigma}_P$ et $\underline{\delta\varepsilon}$ le module ModP a besoin d'une loi complémentaire (équation 1.44), il est naturel que durant le processus itératif on cherche à ce que $\underline{\sigma}_P$ vérifie aussi la loi de comportement et donc soit égal à $\underline{\sigma}_L$. Au cours du processus itératif c'est le module ModL qui doit définir D et $\delta\underline{\sigma}_L$ où $\delta\underline{\sigma}_I = \delta\underline{\sigma}_L - D\underline{\delta\varepsilon}$. Désignons alors par D_L la dérivée de \underline{S} par rapport à son troisième argument. Le bon choix pour D est alors $D = D_L$ et c'est ce qui est fait le plus souvent. Or ce choix nécessite que \underline{S} soit dérivable et peut conduire à un tenseur D non symétrique et non défini positif. De plus, ce tenseur est variable (fonction de l'état thermodynamique) et conduit donc à recalculer la matrice K . Une autre approche consiste à choisir un tenseur D symétrique défini positif tel que la norme de $D_L D^{-1}$ soit strictement inférieure à 1 (processus itératif lipschitzien contractant).

On distingue alors deux approches de résolution des problèmes non linéaires (voir Annexe D pour un exemple de comparaison entre les deux méthodes) :

— la première approche, historiquement développée par O.C ZIENKIEWICZ (e.g. (Zienkiewicz, Taylor, Nithiarasu, & Zhu, 1977)), adopte la méthode de la contrainte initiale qui consiste à garder la raideur initiale constante et faire varier le second terme à chaque itération.

Elle présente une convergence lente mais la convergence est toujours assurée (lorsque le problème physique a une solution) et le nombre d'opérations à réaliser à chaque itération est réduit.

— la deuxième approche, historiquement initiée par D.R.J. OWEN (e.g. (Owen & Hinton, 1980)), consiste à faire varier la matrice de raideur D et aborder le problème par une méthode itérative dite de Newton Raphson. Son utilisation est la plus répandue grâce au nombre réduit d'itérations nécessaires pour atteindre la convergence comme le présentent D. M. Potts et Zdravkovic (1999). Cependant, comme le nombre d'opérations à réaliser à chaque itération est important, l'efficacité de la méthode en ce qui concerne le temps de calcul n'est plus assurée au bout du compte dans la plupart des cas.

Par ailleurs, l'introduction d'un nouveau modèle de comportement dans cette méthode est difficile et nécessite parfois des algorithmes fastidieux pour forcer la ma-

trice de raideur à être symétrique. Des algorithmes sophistiqués comme le découpage de l'incrément (substepping algorithm) (Abbo & Sloan, 1996 ; S. W. Sloan, 1987) ou l'algorithme de retour radial (return map algorithm) (S. w. Sloan, Abbo, & Sheng, 2001) sont utilisés dans cette méthode pour l'intégration du modèle de comportement tout au long du chemin de déformations incrémental.

Pour l'arrêt du processus itératif, une tolérance est demandée à l'utilisateur ainsi qu'un nombre maximal d'itérations. La convergence a lieu lorsque la différence $\underline{a} = \delta\underline{\sigma}_L - \delta\underline{\sigma}_P$ a une certaine norme inférieure à la tolérance. Cette norme peut être le maximum dans la structure de $\|\underline{a}\|$ mais le plus souvent le champ \underline{a} est traduit en forces nodales dites d'équilibrage et c'est la norme de cette matrice colonne qui est comparée à la tolérance définie en absolue ou en relatif par rapport à la norme de F .

Dans le code d'éléments finis VIPLEF, développée par Tijani (2008), l'intégration des modèles élastiques non linéaires et élastoplastiques est réduite à un problème de point fixe résolu par une méthode itérative simple avec une matrice de rigidité constante avec deux modifications majeures (Tijani, 2008).

Premièrement, la convergence du processus itératif est contrôlée par un seuil sur le critère de plasticité ou de non-linéarité au lieu d'un seuil sur les forces résiduelles (ou les déplacements). De cette manière, les résultats vérifient les équations différentielles d'équilibre, la loi de partition, les conditions initiales et celles aux limites à une précision numérique près prenant en compte la qualité du maillage, sa taille et sa distribution alors que le critère de plasticité n'est vérifié qu'à une tolérance près, choisie par l'utilisateur. Deuxièmement, les modèles de comportement sont implémentés sans régularisation. En effet, comme les lois d'écoulement sont généralement énoncées et programmées sous forme incrémentale infinitésimale avec la linéarisation de la surface de charge, le numéricien est souvent amené à régulariser le potentiel et le critère initiaux. L'effort fourni pour la programmation sans régularisation est largement récompensé par l'efficacité du code généré (Tijani, 2008).

Revenons à la loi incrémentale (équation 1.43) qui doit être complétée par la loi d'évolution des variables d'écrouissage en utilisant une fonction connue \mathcal{A} qui a la même propriété d'homogénéité que $\underline{\mathcal{S}}$:

$$\delta\alpha = \mathcal{A}(\underline{\sigma}, \alpha, \delta\underline{\varepsilon}) \quad (1.45)$$

Dans un premier temps, nous allons voir comment implémenter correctement ces lois (dans le module ModL) lorsque les fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et \mathcal{A} sont connues explicitement. Ensuite nous considérerons le cas particulier où ces fonctions proviennent d'une formulation classique de plasticité avec une loi de partition, un critère de plasticité et des lois d'écoulement et d'écrouissage.

1.6.1 Loi incrémentale générale

Les données sont les fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et \mathcal{A} , l'état de départ d'un incrément $(\underline{\sigma}_0, \alpha_0)$ et l'incrément de la déformation mécanique $\underline{\delta\varepsilon}$. Le but est de déterminer l'état en fin d'incrément $(\underline{\sigma}, \alpha)$ en utilisant les Équations 1.43 et 1.45. Évidemment on a $\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_0 + \underline{\delta\sigma}$ et idem pour α .

Si on écrit l'équation 1.43 sous la forme : $\underline{\delta\sigma} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}_0, \alpha_0, \underline{\delta\varepsilon})$ et idem pour α , on procède à ce que l'on appelle une intégration explicite. C'est une technique qui a l'avantage d'être simple à programmer et sobre en temps de calcul (par incrément) mais elle n'est pas assez robuste. Elle nécessite que l'incrément $\underline{\delta\varepsilon}$ soit assez faible pour que l'on puisse considérer que les incréments $\underline{\delta\sigma}$ et $\delta\alpha$ sont infiniment petits (le temps de calcul total n'est donc pas forcément avantageux).

L'intégration dite implicite est plus robuste mais plus compliquée à programmer et plus gourmande en temps de calcul (par incrément) car elle nécessite la résolution d'un problème de point fixe qui consiste à déterminer $\underline{\delta\sigma}$ et $\delta\alpha$ tels que : $\underline{\delta\sigma} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}_0 + \underline{\delta\sigma}, \alpha_0 + \delta\alpha, \underline{\delta\varepsilon})$ et $\delta\alpha = \mathcal{A}(\underline{\sigma}_0 + \underline{\delta\sigma}, \alpha_0 + \delta\alpha, \underline{\delta\varepsilon})$. On peut aussi utiliser une approche intermédiaire adaptée au cas par cas (i.e. selon la forme des fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et \mathcal{A}).

Pour mieux saisir la grande importance du choix judicieux du mode d'intégration des lois incrémentales rien de tel qu'un exemple. Prenons à titre d'illustration le cas de la loi pseudoélastique généralement proposée pour des phases dites élastiques du comportement des sols. Dans cette loi on n'a pas de variables d'écrouissage et la fonction $\underline{\mathcal{S}}$ est telle que : $p = -\text{tr}(\underline{\sigma})/3 > 0$ (pression moyenne effective), $\delta p = -pA \text{tr}(\underline{\delta\varepsilon})$ et $\underline{\delta\sigma}' = pB\underline{\delta\varepsilon}'$ où (A, B) sont des paramètres constants strictement positifs.

L'intégration en mode explicite donnerait $p = p_0[1 - A\text{tr}(\underline{\delta\varepsilon})]$. Et donc même lorsque l'état de départ de l'incrément est admissible ($p_0 > 0$) on peut se retrouver avec $p \leq 0$ lorsque l'incrément des déformations n'est pas assez petit. Or, sur le plan purement théorique, l'égalité $\delta p = -pA\text{tr}(\underline{\delta\varepsilon})$ est parfaitement équivalente à $\delta \log(p/p_0) = -A\text{tr}(\underline{\delta\varepsilon})$ laquelle s'intègre en $p = p_0 \exp(-A\text{tr}(\underline{\delta\varepsilon})) > 0$.

Nous retrouverons au paragraphe suivant l'équivalent de la condition $p > 0$ avec la notion de domaine admissible pour les états $(\underline{\sigma}, \alpha)$. En restant ici en toute généralité et en utilisant un langage mathématique, cela signifie que les fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et \mathcal{A} ont, en général, un domaine de définition limité en ce qui concerne les deux premiers arguments et qu'en plus elles peuvent avoir des expressions différentes selon que l'état soit strictement dans le domaine ou qu'il soit à la frontière. Par conséquent, l'intégration totalement implicite $\underline{\delta\sigma} = \underline{\mathcal{S}}(\underline{\sigma}_0 + \underline{\delta\sigma}, \alpha_0 + \delta\alpha, \underline{\delta\varepsilon})$ et $\delta\alpha = \mathcal{A}(\underline{\sigma}_0 + \underline{\delta\sigma}, \alpha_0 + \delta\alpha, \underline{\delta\varepsilon})$, par construction, conduit à un état admissible à la fin de l'incrément et ce durant tout le processus itératif. En revanche, il est certain que la méthode explicite risque de conduire à un état non admissible lorsque l'incrément $\underline{\delta\varepsilon}$ dépasse un certain niveau. D'où la nécessité de prendre des précautions lors de l'implémentation d'une nouvelle loi dans un code existant.

1.6.2 Loi élastoplastique

On se place ici dans le cadre classique de l'élastoplasticité avec une loi de partition, un critère de plasticité et une loi d'écoulement. La loi de partition $\delta_{\underline{\varepsilon}} = \delta_{\underline{\varepsilon}}^e + \delta_{\underline{\varepsilon}}^p$ est telle que la partie dite élastique est reliée à $\delta_{\underline{\sigma}}$ par une loi incrémentale de la forme $\delta_{\underline{\sigma}} = H_{\#}(\underline{\sigma}, \alpha)\delta_{\underline{\varepsilon}}^e$ où le tenseur H d'ordre 4 est symétrique et défini positif, du moins pour les états $(\underline{\sigma}, \alpha)$ admissibles. Le domaine des états thermodynamiques admissibles est défini via une fonction (critère) $F(\underline{\sigma}, \alpha)$ par l'inégalité $F \leq 0$. En fait cette inégalité peut être sous la forme $F_1(\underline{\sigma}, \alpha) \leq 0$ et $F_2(\underline{\sigma}, \alpha) \leq 0 \dots$ On pose alors $F = \max(F_i)$. Autrement dit, le domaine des états admissibles est une intersection de plusieurs domaines chacun d'eux étant défini par une fonction régulière (par exemple dérivable) mais la fonction F finale est continue et dérivable par morceaux. La loi d'écoulement et d'évolution des variables d'écrouissage α stipule l'existence de deux fonctions $\underline{\mathcal{P}}$ et $\underline{\mathcal{X}}$ de l'état $(\underline{\sigma}, \alpha)$ telles que $\delta_{\underline{\varepsilon}}^p = \delta\lambda\underline{\mathcal{P}}$ et $\delta\alpha = \delta\lambda\underline{\mathcal{X}}$ avec le fait que le scalaire $\delta\lambda$ (multiplicateur plastique) soit positif ou nul en étant nécessairement nul lorsque $F < 0$.

Lorsque les incrémentations sont infiniment petits et que F est dérivable on se retrouve dans le cas général (Équations 1.43 et 1.45) avec les fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et $\underline{\mathcal{A}}$ telles que :²

$$\langle x \rangle = (x + |x|)/2 \quad (1.46)$$

$$\underline{F}_{\sigma} = \partial_{\underline{\sigma}} F \quad (1.47)$$

$$\underline{F}_{\alpha} = \partial_{\alpha} F \quad (1.48)$$

$$K = H_{\#} \underline{F}_{\sigma} : \underline{\mathcal{P}} - \underline{F}_{\alpha} \cdot \underline{\mathcal{X}} \quad (1.49)$$

$$\delta\lambda = 0 \text{ si } F < 0 \quad (1.50)$$

$$\delta\lambda = \langle H_{\#} \underline{F}_{\sigma} : \delta_{\underline{\varepsilon}} \rangle / K \text{ si } F = 0 \quad (1.51)$$

$$\underline{\mathcal{S}} = H_{\#}(\delta_{\underline{\varepsilon}} - \delta\lambda\underline{\mathcal{P}}) \quad (1.52)$$

$$\underline{\mathcal{A}} = \delta\lambda\underline{\mathcal{X}} \quad (1.53)$$

Les fonctions $\underline{\mathcal{S}}$ et $\underline{\mathcal{A}}$, homogènes par rapport au troisième argument, sont ainsi parfaitement définies à condition cependant que pour tous les états tels que $F = 0$, la fonction scalaire d'état K soit strictement positive. Traditionnellement, la fonction $\underline{\mathcal{S}}$ est définie via un tenseur D_L d'ordre 4 fonction de l'état et de $\delta_{\underline{\varepsilon}}$:³

$$\underline{\mathcal{S}} = D_L \delta_{\underline{\varepsilon}} \quad (1.54)$$

$$D_L = H_{\#} \text{ si } F < 0 \text{ ou } H_{\#} \underline{F}_{\sigma} : \delta_{\underline{\varepsilon}} \leq 0 \quad (1.55)$$

$$D_L = H_{\#} - (H\underline{\mathcal{P}}) \otimes (H\underline{F}_{\sigma}) / K \text{ sinon} \quad (1.56)$$

2. Le symbole ':' dénote le produit à double contraction, par exemple, $\underline{a} : \underline{b} = a_{ij}b_{ij}$ où les indices représentent les composantes cartésiennes et la répétition des indices implique une somme.

3. Le symbole ' \otimes ' dénote le produit tensoriel tel que : $(a \otimes b)_{ijkl} = a_{ij}b_{kl}$

Le plus souvent, pour l'implémentation dans un code existant d'un modèle élasto-plastique, c'est la formulation "linéarisée" (valable lorsque les incrémentations sont infiniment petits) qui est utilisée. Nous allons voir qu'il est possible d'aborder le problème via la formulation d'origine (celle énoncée en tête de ce paragraphe).

1.6.3 L'algorithme proposé

Comme dans le cas d'une loi incrémentale générale, les données sont les fonctions $H_{\#}$, F , $\underline{\mathcal{P}}$ et \mathcal{X} ainsi que l'état de départ d'un incrément $(\underline{\sigma}_0, \alpha_0)$ nécessairement admissible ($F(\underline{\sigma}_0, \alpha_0) \leq 0$) et l'incrément de la déformation mécanique $\delta\underline{\varepsilon}$. Le but est de déterminer l'état en fin d'incrément ($\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_0 + \delta\underline{\sigma}$, $\alpha = \alpha_0 + \delta\alpha$).

Le but de cette partie est de présenter un algorithme d'intégration valable pour les programmes d'éléments finis qui utilisent une matrice de rigidité constante ou une matrice de rigidité dépendant de l'état de contraintes et des variables d'écrouissage. L'approche de résolution présentée convient à tous les solveurs symétriques usuels sans recours à des techniques de symétrisation spéciales.

Le problème mathématique à résoudre peut être décomposé en deux problèmes :

Un problème de point fixe

Pour tout réel positif $\delta\lambda$ il s'agit de trouver un tenseur $\underline{\sigma}$ et une liste de variables internes scalaires ou tensorielles α de sorte que :

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_0 + H_{\#}(\underline{\sigma}, \alpha)[\delta\underline{\varepsilon} - \delta\lambda\underline{\mathcal{P}}(\underline{\sigma}, \alpha)] \quad (1.57)$$

$$\alpha = \alpha_0 + \delta\lambda\mathcal{X}(\underline{\sigma}, \alpha) \quad (1.58)$$

Pour le couple d'inconnues $X = (\underline{\sigma}, \alpha)$ on a bien affaire à un problème de point fixe de la forme $X = \mathcal{F}(X)$ qui est tel que lorsque les incrémentations $\delta\underline{\varepsilon}$ et $\delta\lambda$ sont nuls, on a la solution $X = X_0 = (\underline{\sigma}_0, \alpha_0)$. Lorsque les incrémentations $\delta\underline{\varepsilon}$ et $\delta\lambda$ sont "petits" nous admettons que ce problème de point fixe a une solution unique qui dépend évidemment des données et de $\delta\lambda$. Nous posons alors formellement $X = (\underline{\sigma}, \alpha) = f(\delta\lambda)$ en sous-entendant les données (les fonctions H , $\underline{\mathcal{P}}$ et \mathcal{X} et l'incrément $\delta\underline{\varepsilon}$).

La fonction f est donc connue mais, sur le plan pratique, pour la plupart des modèles rhéologiques, on est amené à en construire une approximation (en voici une : $f(\delta\lambda) = \mathcal{F}(X_0)$). Pour cette construction, et afin d'assurer une robustesse de l'algorithme complet, il est conseillé de profiter au maximum des propriétés mathématiques des fonctions H , $\underline{\mathcal{P}}$ et \mathcal{X} comme par exemple le fait que $H_{\#}$ ne dépend que de $\text{tr}(\underline{\sigma})$ ou le fait que $\underline{\mathcal{P}}$ soit parallèle et de même sens que le déviateur de $\underline{\sigma}$ ou que les variables scalaires de la liste α sont telles qu'une partie de la fonction \mathcal{X} se déduit de la fonction $\underline{\mathcal{P}}$ (c'est ce qui arrive lorsque certaines variables d'écrouissage sont reliées à la déformation plastique) ...

Un problème du zéro d'une fonction scalaire

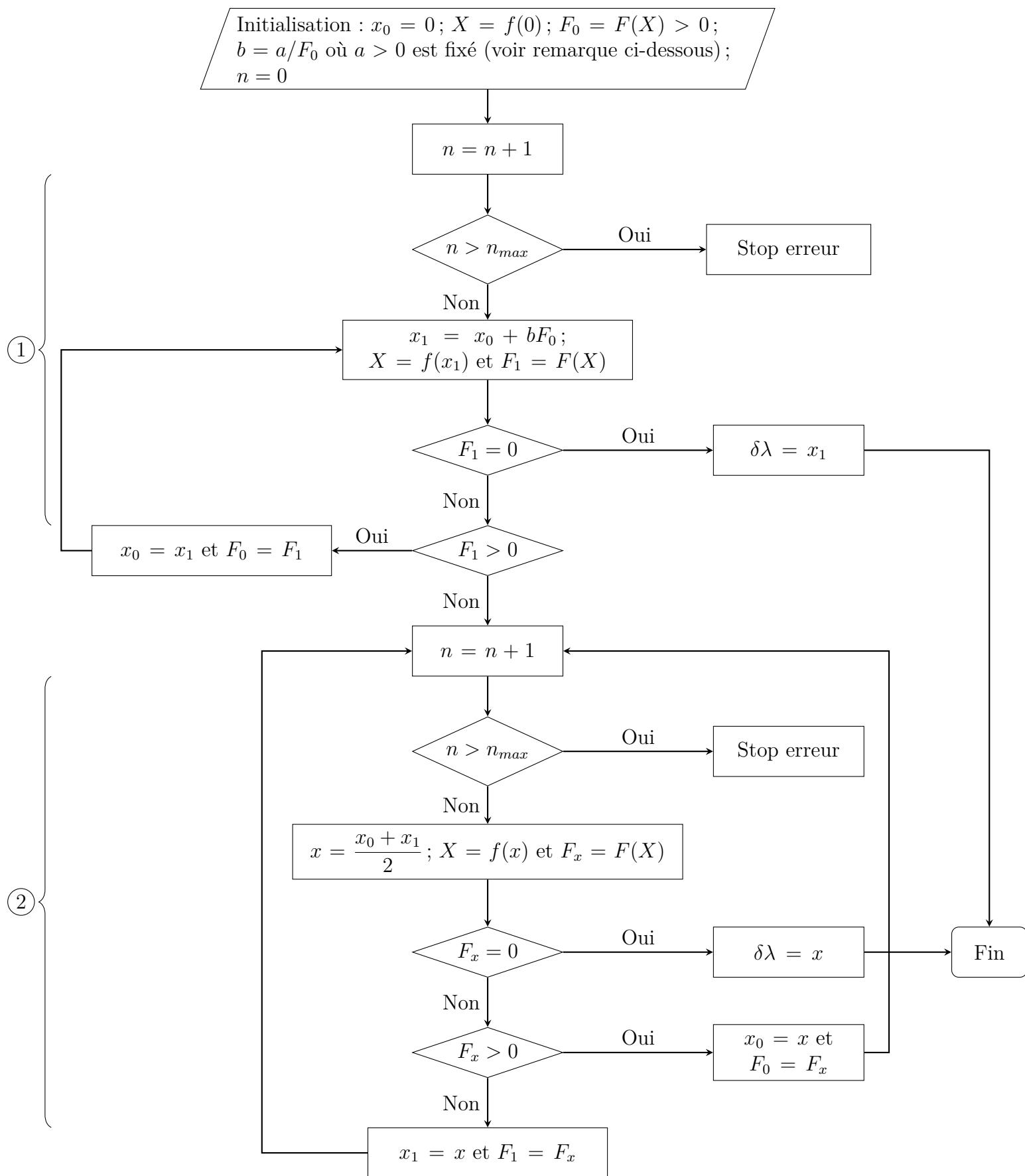
Nous venons de voir que dès que $\delta\lambda \geq 0$ est déterminé, le problème global est résolu avec un état $X = f(\delta\lambda)$. Nous savons que $F(X_0) \leq 0$ mais il reste à s'assurer que $F(X) \leq 0$. Posons alors $g(\delta\lambda) = F(f(\delta\lambda))$. La fonction scalaire g d'argument scalaire est donc connue (que f soit ou non une approximation). Sur le plan mathématique il s'agit de trouver la plus petite valeur du réel positif ou nul $\delta\lambda$ telle que $g(\delta\lambda) \leq 0$.

Il est donc naturel de calculer $g(0)$ (c'est le trajet dit élastique). Si $g(0) \leq 0$ le problème est résolu ($X = f(0)$). Dans le cas contraire, la solution sera telle que $g(\delta\lambda) = 0$. On cherche donc un zéro positif d'une fonction scalaire g relativement complexe (elle passe par la résolution du problème de point fixe ci-dessus). Cette complexité invite à éviter des algorithmes tels que Newton-Raphson qui nécessite la dérivée de g .

L'algorithme proposé est composé des étapes suivantes :

- 0) **Initialisation** On initialise les variables et le nombre d'itérations $n = 0$.
- 1) **Suite strictement croissante** On construit une suite strictement croissante pour cerner $x = \delta\lambda$ dans $[x_0, x_1]$ où la fonction $g(x)$ est telle que $F_0 = g(x_0) > 0$ et $F_1 = g(x_1) < 0$.
- 2) **Dichotomie** On fait alors appel à l'algorithme de dichotomie pour trouver $\delta\lambda$.

Ces étapes sont détaillées dans le diagramme suivant.



Remarque : Le paramètre numérique $a > 0$ a pour but la construction d'une suite strictement croissante (la phase 1). Sa valeur est fixée de manière euristique de sorte à ce que $\delta\lambda$ reste "petit" et que la différence de deux valeurs successives de $\delta\lambda$ soit assez significative pour passer le plus rapidement possible à la phase 2 dont la convergence est assurée et plus rapide.

2. Application au creusement de tunnels

2.1 Introduction

La modélisation du creusement de tunnels est un problème complexe qui dépend de plusieurs paramètres. Dans ce travail nous avons choisi de nous intéresser particulièrement à l'influence du choix du modèle de comportement du sol pour la simulation de ce problème. Pour répondre aux besoins d'ingénierie en pratique, un modèle de comportement a été proposé dans la partie précédente sur la base des modèles existants et a été validé à l'échelle des essais de laboratoire. Dans cette partie, nous passons à l'échelle de la structure. Le modèle proposé est utilisé pour la simulation de tunnels dans différentes configurations en comparaison avec d'autres modèles de comportement.

Le creusement dans l'argile surconsolidée présente l'un des passages les plus difficiles pour le projet du Grand Paris à cause de la difficulté de reproduction de sa réponse. La validation de la méthodologie développée a d'abord été faite sur un cas d'étude théorique dans l'argile surconsolidée de Bangkok. Des simulations 2D et 3D comparent la performance du modèle développé à celle des modèles MCC et HSM. L'influence de l'état initial et du choix de la configuration de modélisation du tunnelier sont ensuite analysées. L'effet du couplage hydro-mécanique est examiné à travers des simulations 3D utilisant le modèle proposé. Finalement, un cas d'étude représentant une section du Grand Paris est présenté et analysé dans la dernière section. La performance du modèle proposé est soulignée par rapport au modèle HSM pour la reproduction satisfaisante des mesures *in situ*. Une discussion est faite sur le choix des paramètres des deux modèles.

Avant la présentation des résultats des cas d'études, les trois sections suivantes présentent une analyse bibliographique sur le creusement de tunnels. La première section présente les méthodes de creusement de tunnels suivie par une analyse des déplacements induits à travers des observations expérimentales dans la deuxième section. Les méthodes utilisées pour la prédiction de ces déplacements sont présentées dans la troisième section.

2.2 Méthodes de creusement de tunnels

On distingue deux grandes familles de méthodes de creusement de tunnels :

- la méthode de creusement conventionnelle ou traditionnelle, appelée aussi séquentielle ;
- la méthode de creusement mécanisée au tunnelier.

2.2.1 Méthode conventionnelle

Les méthodes conventionnelles de creusement sont les mieux adaptées pour les conditions de terrain hétérogènes, les projets de géométrie variable ou les tunnels de courte longueur. Leur évolution s'est inspirée des techniques utilisées pour les travaux miniers à partir du début du 19^{ème} siècle. Le creusement avec la méthode conventionnelle ou traditionnelle regroupe différentes techniques d'excavations de tunnels où un tunnelier n'est pas utilisé. Il renvoie à un creusement séquentiel où l'excavation, par des machines d'attaque ponctuelle ou à l'explosif, est suivie de l'installation du soutènement adéquat. Ce processus est itéré jusqu'au creusement de la longueur souhaitée.

La référence des méthodes de creusement séquentiel est la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM, *New Austrian Tunnelling Method*) qui est le fruit de plusieurs avancées historiques. Elle est considérée comme une philosophie de construction, plutôt qu'une méthode, qui repose sur la mobilisation de la résistance du terrain. Pour réduire le chargement repris par les soutènements, Rabcewicz a inventé, en 1948, le principe du double-soutènement où un soutènement provisoire (du béton projeté) laisse le terrain se déformer avant l'installation du revêtement définitif. Après la reconnaissance de l'importance des mesures des déplacements *in situ* durant la construction des tunnels par Müller en 1960, la méthode NATM a été introduite par Rabcewicz en 1962 (cité par Karakuş et R. J. Fowell (2004)) avec une première référence en anglais en 1964 (Rabcewicz, 1964a) où il invite à la mobilisation de la résistance du terrain naturel en utilisant du béton projeté comme soutènement initial, éventuellement renforcé par un boulonnage et fermé le plus rapidement possible avec un radier (Rabcewicz, 1964b, 1965). En effet, cette méthode s'appuie sur la préservation de la résistance du terrain naturel en se basant sur les observations réalisées pendant le creusement comme critère pour ajuster les soutènements et revêtements définitifs. Pour cette raison, elle est parfois appelée méthode observationnelle. Le suivi de l'évolution des déplacements en cours de chantier servent de plus en plus non seulement pour ajuster les soutènements et éviter des déplacements excessifs mais aussi pour calibrer les paramètres des modèles utilisés et permettre de meilleures prédictions des déplacements dans les sections futures avec une optimisation sécuritaire du coût des travaux. La méthode observationnelle est ainsi utilisée pour les différentes méthodes de creusement quand les moyens de mesure des déplacements induits sont déployés sur le site (De Farias, Junior, & De Assis, 2004 ; Sakurai, Akutagawa, Takeuchi, Shinji, & Shimizu, 2003).

Rabcewicz rêvait de pouvoir creuser les tunnels en pleine section mais il n'avait pas trouvé une solution pour l'exécuter dans les terrains de mauvaise qualité ou d'une tenue moyenne. Pour cette raison, la méthode NATM est souvent associée à une excavation en section divisée selon différentes configurations (Ehrbar, 2009). La Figure 2.1 présente deux exemples de creusement en section divisée.

En remarquant qu'un effondrement d'une cavité est toujours précédé par une pré-convergence (ou un déplacement du terrain en amont) et une extrusion du front de taille, Lunardi (2008) a proposé de renforcer le noyau devant le front de taille. Cette idée a donné naissance à la méthode ADECO (Analyse des Déformations Contrôlées) qui offre la possibilité de l'excavation en pleine section avec un boulonnage du front et une voûte parapluie. Les avantages de la méthode ADECO par rapport à la méthode NATM sont

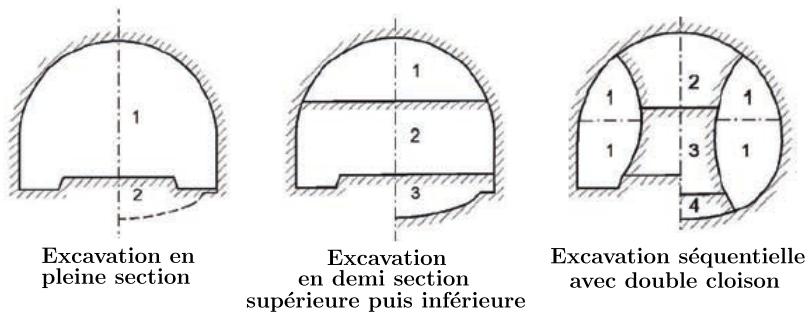


FIGURE 2.1 – Différentes configurations possibles pour le creusement séquentiel (Ehrbar, 2009)

mis en évidence par plusieurs auteurs (Ocak, 2008 ; Tonon, 2010). La réduction des déplacements induits avec la méthode ADECO est confirmée par des mesures *in situ* présentées dans la Partie 2.3.2. Différents types de renforcement du front de taille peuvent être utilisés selon la nature du terrain et les spécificités du projet.

Le front de taille est souvent soutenu provisoirement avec du béton projeté dans la méthode NATM pour assurer un confinement immédiat. Tout en empêchant la rupture du terrain, le béton projeté peut encaisser des déformations grâce à sa capacité de fluage à jeune âge. Il est souvent associé à des armatures, des panneaux de treillis soudés ou des fibres métalliques et joue un rôle d'anneau de structure. Il est donc dimensionné pour reprendre des efforts normaux et des moments. Dans un calcul relativement simplifié, une valeur unique du module peut être utilisée pour prendre en compte l'évolution simultanée de la rigidité du béton et du chargement imposé par le terrain en cours des travaux. Des valeurs de modules entre 10 et 15 GPa sont généralement choisies pour la vérification du soutènement provisoire en béton projeté (Leca, 2000).

Le boulonnage du front de taille est réalisé avec des boulons en fibres de verre, scellés au coulis de ciment ou une résine sur toute la longueur, caractérisés par une faible résistance au cisaillement, pour être facilement détruits par les engins d'excavation, et une forte résistance à la traction entre 200 et 800 MPa. Ces boulons, de longueur entre 8 et 15 m, sont mis en place de façon à avoir un recouvrement d'environ un tiers de leur longueur (Roux, 2014). Le dimensionnement du boulonnage du front peut être réalisé en étudiant l'état d'équilibre limite du front de taille en ajoutant la contribution individuelle de chaque boulon (Leca, 1997) ou avec une homogénéisation qui donne un matériau équivalent à la combinaison des boulons et du sol (Bernaud, De Buhan, & Maghous, 1995 ; Greuell, 1993). Des modélisations 3D permettent de simuler la combinaison sol/boulon d'une façon plus complète (Peila, 1994 ; Yoo, 2002).

Pour le creusement des tunnels en milieu urbain, le boulonnage du front est combiné avec une voûte parapluie (Aksoy & Onargan, 2010 ; Ocak, 2008). Le terme de voûte parapluie regroupe différentes technologies et dispositifs et désigne la structure de soutènement installée au dessus du toit du front du tunnel comme indiqué par Oke, Vlachopoulos, et Marinos (2014) qui présentent une nomenclature précise des différentes catégories de ces

structures. Le plus souvent, une voûte parapluie est constituée par une série de boulons ou de tubes, avec des diamètres entre 80 et 180 mm, posés avec une inclinaison entre 60 et 90 degrés, sous forme d'une auréole autour du front et reposant sur des cintres métalliques en arrière du front. Ces inclusions sont scellées au ciment sur toute la longueur et renouvelées au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation en s'assurant de garder une zone de recouvrement (Leca, 2000). Les voûtes parapluie doivent s'étendre au moins de 30% de leur longueur au delà du front de taille. Leur contribution à la réduction des déplacements induits par l'excavation a été étudiée par des modèles physiques (Shin, Choi, Kwon, & Lee, 2008a), des essais en centrifugeuse (Hisatake & Ohno, 2008 ; Juneja, Hegde, Lee, & Yeo, 2010) ou des méthodes analytiques (H.-t. Wang, Jia, & Kang, 2009) ou semi-analytiques (Oke, Vlachopoulos, Diederichs, et al., 2014). Dans les modélisations numériques 2D et 3D, le principe d'homogénéisation est utilisé pour décrire l'ensemble, sol, boulons et voûte-parapluie (Kitchah & Benmebarek, 2016 ; Oke, Vlachopoulos, & Diederichs, 2014). Pour une modélisation explicite des ces inclusions (boulons au front et voûtes parapluie), un modèle de comportement qui intègre le comportement dilatant du sol est nécessaire pour leur activation (Fabris, Schweiger, & Tschuchnigg, 2018).

2.2.2 Creusement au tunnelier

En contraste avec la méthode de creusement conventionnelle, le creusement au tunnelier est complètement mécanisé.

Le développement des tunneliers a permis une industrialisation du processus de creusement et par conséquent une réduction considérable des durées de chantiers de tunnels. Ces machines permettent non seulement de réaliser les excavations et d'évacuer les déblais mais procurent aussi un confinement au sol environnant. Dans les meilleures conditions, un tunnelier peut avancer avec une vitesse d'un mètre par heure tout en installant les voussoirs préfabriqués qui jouent le rôle du soutènement définitif ou du revêtement. En revanche, opter pour l'utilisation des tunneliers n'est pas systématiquement le meilleur choix économique surtout si la longueur du tunnel n'est pas importante.

Pour un cycle complet de creusement, le tunnelier remplit les fonctions suivantes :

- excavation par rotation de la roue de coupe,
- guidage du tunnelier,
- évacuation des déblais,
- installation des voussoirs,
- injection du produit de bourrage.

Il existe plusieurs types de tunnelier avec des diamètres pouvant atteindre 19 m qui est la taille du diamètre du tunnelier fabriqué par Herrenknecht pour creuser le tunnel de Orlovski à Saint-Pétersbourg (Herrenknecht News Release, 2011). On distingue principalement les tunneliers à front ouvert ou confiné. Les tunneliers à front ouvert n'assurent que la stabilité des parois de l'excavation avec un bouclier. Tandis que dans le cas des boucliers à front confiné, le front est aussi soutenu en permanence par de l'air comprimé ou par une pression de boue ou de terre. C'est ce type de tunneliers qui est utilisé dans

les chantiers en milieu urbain.

Le bouclier désigne la partie avant du tunnelier qui maintient le terrain en place autour de l'excavation durant le creusement. La tête du tunnelier (ou du bouclier) est équipée de moyens d'excavation et d'extraction des déblais liés à des réseaux de sortie dans la partie arrière du tunnelier. La jupe du tunnelier est équipée de pompes d'injection de pression de bourrage et de système d'installation du revêtement, généralement définitif. Les principaux organes d'un tunnelier à pression de terre sont illustrés dans la Figure 2.2. Pour un tunnelier à pression de boue, la vis d'extraction cède la place à un circuit d'alimentation et de refoulement de boue bentonitique. Les boucliers mixtes peuvent abriter les deux types d'équipements, soit, la vis d'extraction et le circuit de bentonite.

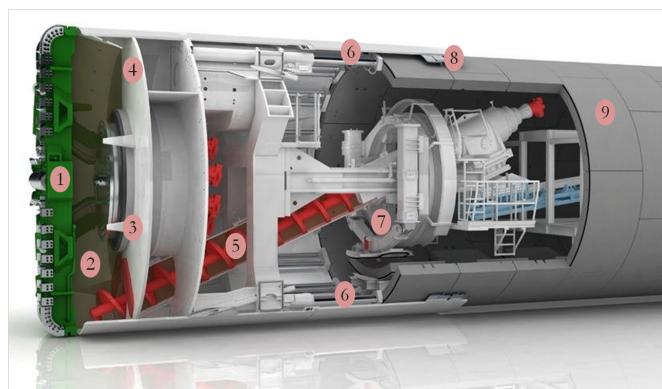


FIGURE 2.2 – Illustration des principales parties d'un tunnelier à pression de terre : ① tête de coupe, ② chambre d'abattage, ③ bras mélangeurs, ④ cloison étanche, ⑤ vis d'extraction, ⑥ vérins de poussée, ⑦ érecteur de voussoirs, ⑧ pression de clavage ou de bourrage, ⑨ voussoirs préfabriqués.

Le front du tunnel est excavé avec la tête de coupe portant des molettes ou des dents. Derrière la tête, la vis d'extraction régule la pression dans la chambre d'abattage en régulant le débit des matériaux excavés dans le cas d'un tunnelier à pression de terre. Dans le cas d'un tunnelier à pression de boue, les déblais sont dilués dans de la boue bentonitique dans la chambre d'abattage où sa pression est régulée. Le tunnelier avance avec les vérins de poussée qui s'appuient sur les voussoirs mis en place à l'aide de l'érecteur. Comme le diamètre de la tête de coupe est supérieur au diamètre des voussoirs, la conicité de la jupe du tunnelier engendre un vide annulaire entre les voussoirs et le terrain. Ce vide est rempli par une injection de pression de bourrage. Le revêtement définitif installé par un tunnelier est généralement réalisé par un assemblage de voussoirs préfabriqués, en béton armé ou en béton renforcé de fibres métalliques, qui constituent un anneau. Des joints radiaux sont installés entre les voussoirs d'un seul anneau et des joints transversaux sont utilisés entre les anneaux juxtaposés. Finalement, le clavage de chaque anneau est réalisé par des voussoirs de clé radiaux ou longitudinaux.

La prise en compte du mode de construction peut avoir une influence non négligeable sur les déplacements simulés comme montré dans la Section 2.6.2.

2.3. Observations expérimentales

Quelque soit la méthode de construction utilisée, des déplacements sont induits dans le terrain avoisinant une excavation. Ces déplacements sont étudiés dans la section suivante à travers des observations expérimentales.

2.3 Observations expérimentales

L'impact du creusement de tunnels sera illustré et étudié dans cette partie à travers des résultats d'essais au laboratoire et des retours d'expérience sur des chantiers de tunnels. L'effet du creusement de tunnels est clairement identifié à travers les mesures réalisées au laboratoire indépendamment des aléas rencontrés sur chantier. En revanche, les mesures sur chantiers peuvent être considérées comme des essais, à l'échelle de la structure ou à grandeur réelle, qui prennent en compte toute la complexité du problème.

Si les observations sur des cas de chantier à grandeur réelle sont irréfutables, elles présentent certaines lacunes comme la difficulté d'une caractérisation précise du site et des conditions aux limites. Les modèles physiques réduits en centrifugeuses permettent de dépasser ces limites avec un coût réduit tout en offrant la possibilité de reproductibilité des essais. Les conclusions tirées de ces essais peuvent être utilisées pour les tunnels à grandeur réelle tant que les règles de similitudes sont respectées avec l'augmentation de la gravité. Ces règles répertoriées dans différentes références sont regroupées par Garnier (2007).

Dans ce qui suit, l'accent est particulièrement mis sur les déplacements induits par les tunnels peu profonds excavés dans des sols. Ils sont d'abord illustrés à travers des observations sur des essais de laboratoire et ensuite à partir des chantiers ou tunnels expérimentaux à grandeur réelle avec différentes méthodes d'excavation.

2.3.1 Observations sur des modèles réduits

Selon la méthode de construction que l'on veut étudier, le creusement de tunnel est simulé dans le modèle physique réduit par un micro-tunnelier, un piston mobile ou un tube rigide avec un front flexible ou rigide. Les déplacements du sol autour du tunnel sont suivis et enregistrés avec des techniques d'analyse d'images ou des capteurs de déplacement. Meguid, Saada, Nunes, et Mattar (2008) ont répertorié les différentes techniques développées et utilisées pour la réalisation de ces essais.

Les essais de creusement de tunnel dans un modèle réduit en centrifugeuse permettent non seulement d'étudier les déplacements induits mais aussi d'identifier les mécanismes de rupture autour d'une excavation. Les observations expérimentales montrent que le déplacement induit est initié au niveau du front de taille et se propage jusqu'à la surface avec le développement de bandes de cisaillement. Ceci est illustré par la Figure 2.3 qui donne l'évolution des déplacements autour d'un tunnel dans un sable au cours d'un essai dans un modèle réduit en centrifugeuse réalisé par Walter, Coccia, Ko, et McCartney (2010).

Ce mécanisme de déformation en bandes de cisaillement constituant un fontis a été retrouvé par plusieurs auteurs à partir d'essais en centrifugeuse (Ahmed & Iskander, 2012 ; Chambon & Corte, 1994 ; Idinger, Aklik, Wu, & Borja, 2011) . Ces études expérimentales

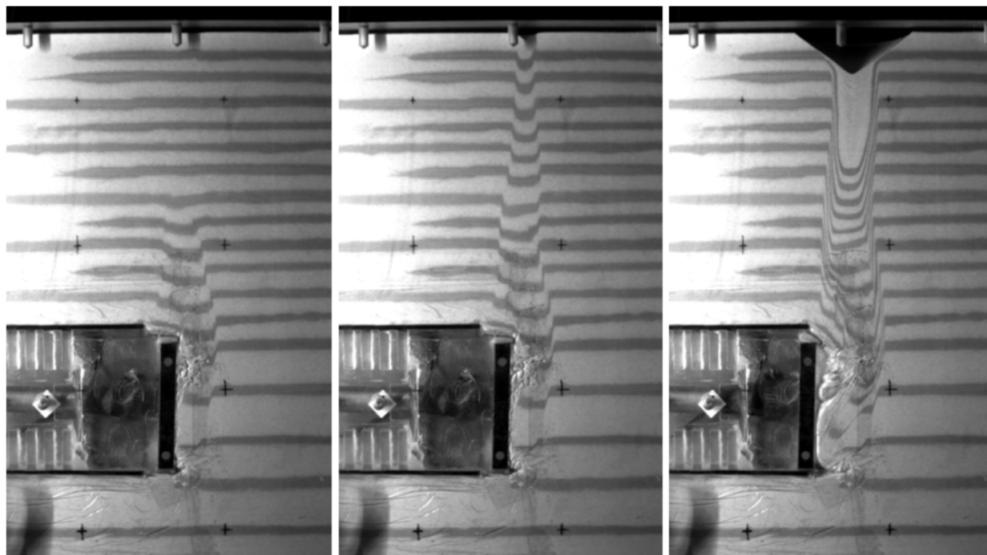


FIGURE 2.3 – Évolution des déformations avec le déplacement du piston modélisant le creusement du tunnel (Walter et al., 2010)

montrent aussi que le déplacement en surface dépend de la couverture du tunnel. Si on note la couverture du tunnel C et son diamètre D , le tassement maximal en surface diminue quand le rapport C/D augmente dans tous les résultats publiés que ce soit dans un sol argileux (Lee, Wu, Chen, & Chiang, 2006) ou dans un sable (Lu, Shi, Wang, & Wang, 2019). Cette diminution des tassements est expliquée par l'effet de voûte créé au dessus du tunnel quand sa couverture est assez importante comme le décrit Lunardi (1997).

Le comportement du soutènement ne constitue pas un point crucial pour le dimensionnement du creusement au tunnelier mais nécessite une attention particulière dans la méthode conventionnelle. Walter et al. (2010) ont utilisé un modèle réduit pour étudier les contraintes et les déformations dans le soutènement utilisé pendant le creusement séquentiel. Ils ont observé que les moments dans le soutènement sont réduits avec un creusement par parties en comparaison avec le creusement en pleine section qui résulte aussi en de plus grandes déformations du sol. Le creusement avec la méthode traditionnelle peut aussi faire appel à des techniques de présoutènement du front qui augmentent sa stabilité et réduisent la propagation des déformations autour du tunnel. Les modèles réduits offrent un moyen d'évaluer l'effet de ces techniques. Par exemple, l'influence de la longueur du boulonnage du front et sa distribution sur les déplacements induits par le creusement d'un tunnel a été étudiée par Kamata et Mashimo (2003). En comparant les déplacements induits avec différentes dispositions du boulonnage du front, qui couvre toute la section ou qui est limitée à la section supérieure ou inférieure du front, ils ont conclu que la configuration optimale consiste à distribuer les boulons sur la totalité de la section du front. La Figure 2.4 donne les surfaces de rupture du front pour les trois dispositions du boulonnage avec quatre longueurs de $0.25 D$ à $1.5 D$ où D est le diamètre du tunnel. La variation de la longueur des boulons n'influence pas beaucoup la rupture du front. Seul le cas des boulons très courts avec une longueur de $0.25 D$ engendre une surface de rupture légèrement plus large.

2.3. Observations expérimentales

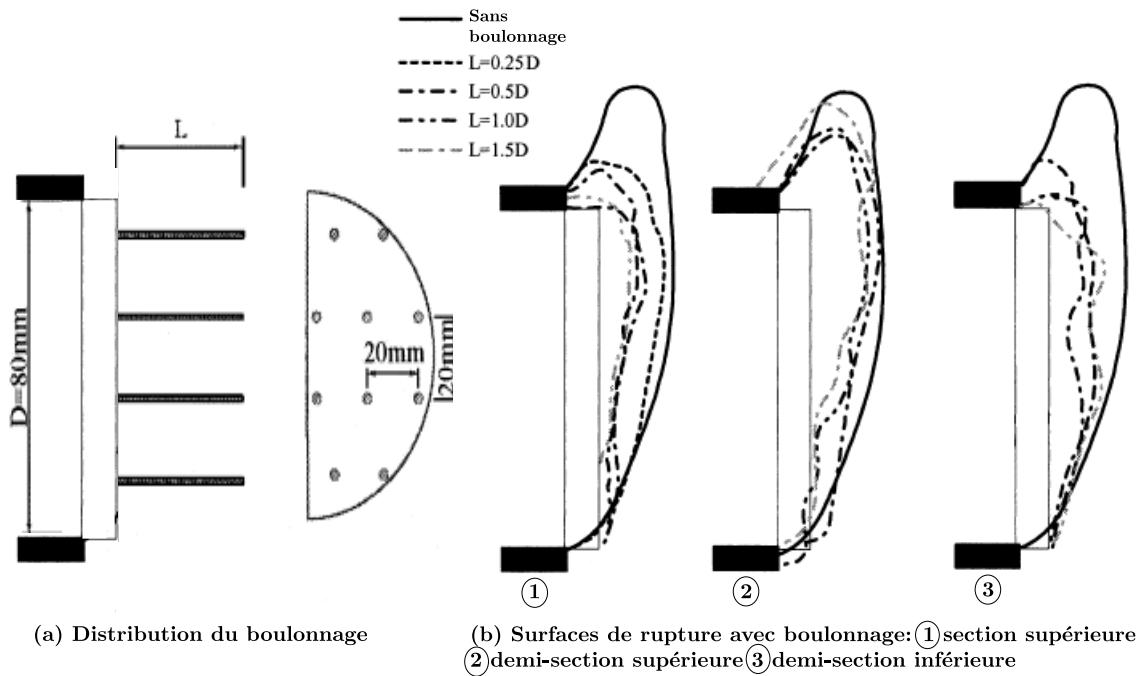


FIGURE 2.4 – Influence du boulonnage du front (Kamata & Mashimo, 2003)

Kamata et Mashimo (2003) ont aussi étudié l'effet de l'installation d'une voûte parapluie sur les déplacements induits. Les résultats des essais ont montré que l'installation d'une voûte parapluie réduit la propagation des déplacements vers la surface et diminue ainsi le risque de rupture par fontis.

L'étude de l'effet de ce type de pré-soutènement a aussi fait l'objet de plusieurs publications. Shin, Choi, Kwon, et Lee (2008b) ont par exemple réalisé des essais de creusement d'un tunnel d'un mètre de diamètre dans un modèle physique avec différents types de pré-soutènement. Leurs résultats ont montré que la voûte parapluie permet de réduire les tassements en surface de 18 à 24% en moyenne. Une réduction beaucoup plus importante des tassements avec l'installation d'une voûte parapluie a été montrée par Hisatake et Ohno (2008) sur la base des résultats d'essais en centrifugeuse dans du sable. Par rapport au tunnel non soutenu, ils ont enregistré un tassement quatre fois plus petit comme le montre la Figure 2.5 qui donne aussi une photographie du modèle réduit du centre et de la voûte parapluie.

En revanche, un modèle réduit en centrifugeuse d'un tunnel dans de l'argile Kaolin réalisé par Juneja et al. (2010) a montré que l'installation d'une voûte parapluie permet de réduire l'étendue de la cuvette de tassements devant le front du tunnel d'environ 40% sans avoir un effet significatif sur la réduction du tassement maximal. Cette différence des résultats peut être expliquée par la différence du rapport de la taille des inclusions modélisant la voûte parapluie dans les deux dispositifs expérimentaux et leur rigidités sous différentes accélérations. Hisatake et Ohno (2008) ont utilisé des boulons en acier d'un diamètre de 6.25 mm avec une rigidité en flexion de 15.4 Nm^2 pour un tunnel de 100 mm de diamètre et sous une accélération de $35 g$ tandis que Juneja et al. (2010) ont choisi des inclusions de 1 mm de diamètre avec une rigidité en flexion de $5.8 \cdot 10^{-3} \text{ Nm}^2$.

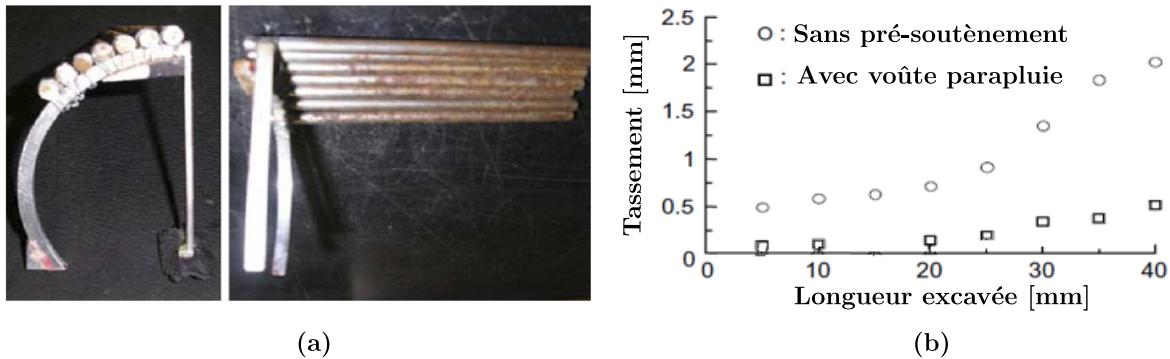


FIGURE 2.5 – Modèle de la voûte parapluie installée sur un cintre (a) et son influence sur les tassements (b) (Hisatake & Ohno, 2008)

pour un tunnel de 65 mm de diamètre sous une accélération de 100 g.

Les modèles réduits permettent aussi d'analyser l'impact du creusement de tunnels sur les bâtiments existants en surface. Caudron, Al Heib, Hor, et Emeriault (2012) ont comparé les déplacements induits par la simulation du creusement d'un tunnel dans un modèle réduit dans le cas d'un champ libre et en présence d'un bâtiment. Ils ont remarqué que la présence d'un bâtiment réduit les déplacements induits grâce à sa raideur. L'étude des déformations induites par le creusement de tunnel sans la prise en compte de la raideur des structures existantes en surface serait donc sécuritaire. Ce constat est confirmé par Ritter, Giardina, DeJong, et Mair (2017) qui ont étudié l'effet induit par une excavation sur une structure existante en intégrant la maquette d'un bâtiment avec ses fondations à un modèle physique dans une centrifugeuse. La Figure 2.6 compare les déplacements induits en surface par la simulation du creusement dans ce modèle réduit en champ libre au cas de la présence d'un bâtiment en surface. Les tassements en surface et les déplacements horizontaux sont réduits en présence d'une structure.

Les mécanismes de déformations observés et étudiés sur des essais de laboratoire offrent une meilleure compréhension de la réponse du sol au creusement de tunnels sous différentes conditions. Une réponse similaire du terrain autour d'une excavation d'un tunnel est observée sur chantier comme le montre la partie suivante.

2.3.2 Observations sur des tunnels à grandeur réelle

Le creusement de tunnels en milieu urbain est accompagné par un enregistrement des déplacements induits afin de prévenir l'endommagement des structures existantes en surface ou en sous-sol autour de l'excavation et assurer la sécurité du personnel à l'intérieur du tunnel.

Différentes techniques utilisées pour le suivi des déplacements induits par le creusement de tunnels sont répertoriées dans le travail de Kavvadas (2005). Des méthodes topographiques classiques (des théodolites ou stations totales automatisées) permettent de suivre les déplacements verticaux absolus de la surface à travers des lectures sur des plots de nivellation ou le calcul de la déformée d'une maille virtuelle autour du théodolite avec

2.3. Observations expérimentales

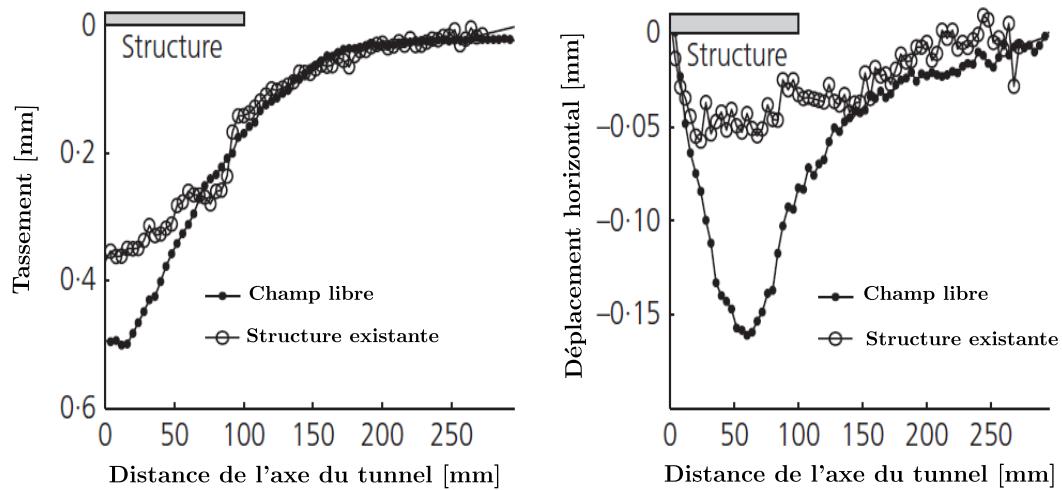


FIGURE 2.6 – Comparaison des déplacements en surface après l'excavation sous un champs libre et sous une structure existante (Ritter et al., 2017)

une précision de ± 0.2 mm au mieux sur une longueur de 100 m (El-Ashmawy, 2014). Dans tous les cas, les systèmes de mesure sont calibrés régulièrement avec des cibles installées suffisamment loin de la zone d'influence de l'excavation. Les fibres optiques présentent un autre choix pour le suivi des tassements en surface lors du creusement de tunnels. Klar, Dromy, et Linker (2014) montrent que leur utilisation est plus précise que les techniques topographiques classiques mais elles ne permettent la mesure des tassements qu'au long d'une ligne spécifique. Les déplacements horizontaux sont mesurés, avec une précision de l'ordre du millimètre, avec des inclinomètres installés à partir de la surface sur chantier dans des forages de 10 à 50 m de profondeur (Bilham, 1993). Une attention particulière doit être prêtée aux points de référence fixes pour une interprétation correcte des mesures. Les points d'ancrage des inclinomètres de part et d'autre de l'excavation doivent être installés à une distance suffisante de la zone d'influence du tunnel et les déplacements des têtes des inclinomètres situés au dessus du tunnel doivent être suivis dans les trois directions (Labalais et al., 1995). Par ailleurs, les déformations au niveau du tunnel et la convergence de sa section transversale sont mesurées avec des stations totales au fur et à mesure de l'avancement du creusement ou avec des scanneurs lasers terrestres pour un gain de temps (Han, Cho, Kim, Jung, & Heo, 2012).

Les mécanismes de déformations induits par le creusement de tunnels sont présentés dans ce qui suit en s'appuyant sur des mesures réalisées dans des chantiers en milieu urbain.

Les déplacements engendrés par le creusement de tunnels dépendent de la méthode de creusement utilisée. Bien que l'utilisation de tunneliers soit plus sécuritaire en comparaison avec la méthode conventionnelle, elle n'est pas toujours possible à cause de contraintes techniques ou budgétaires.

Pour limiter les déplacements induits par le creusement non mécanisé, la méthode NATM a été introduite ainsi que différentes techniques de pré-soutènement. Ocak (2008) montre que l'installation d'une voûte parapluie avec boulonnage du front est beaucoup plus efficace pour réduire les tassements en surface que l'excavation avec la méthode NATM. Il avait comparé les déplacements induits avec l'utilisation de ces deux méthodes pour le creusement de deux sections d'un tunnel de métro à Istanbul dans les mêmes conditions géologiques. La Figure 2.7 compare les tassements mesurés en surface pour les deux méthodes. Le boulonnage au front et la voûte parapluie réduisent d'environ trois fois les tassements en surface.

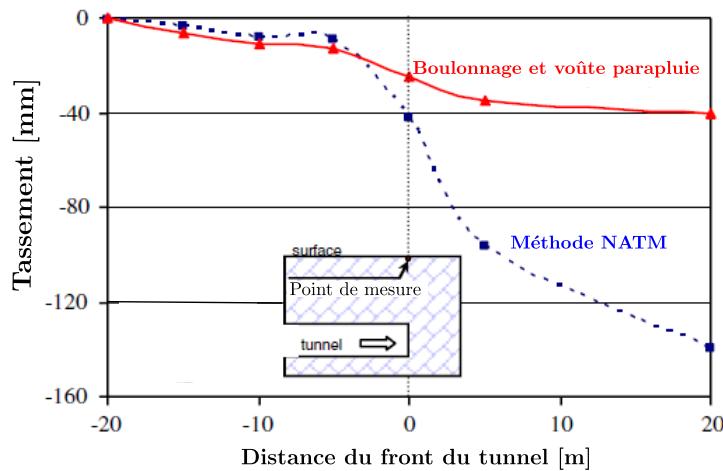


FIGURE 2.7 – Comparaison des tassements en surface avec la méthode NATM et en utilisant des pré-soutènements (Ocak, 2008)

En plus de la cuvette tridimensionnelle induite par le creusement de tunnels, des déplacements horizontaux sont enregistrés par des inclinomètres. J. P. Janin (2012) a présenté les mesures de déplacements suite à la construction du tunnel Sud de Toulon. Ce tunnel de 10 m de diamètre environ a été creusé avec la méthode conventionnelle avec un boulonnage au front et une voûte parapluie. Les mesures montrent que les déplacements horizontaux dans le sens perpendiculaire à l'axe du tunnel sont plus importants sur les premiers mètres de la surface. A la profondeur du tunnel, un "ventre" se crée vers l'excavation. Ceci est illustré dans la Figure 2.8 qui donne les déplacements enregistrés par un inclinomètre à 13 m de l'axe du tunnel. L'évolution des déplacements horizontaux dans la direction parallèle à l'axe du tunnel présente un comportement particulier comme le montre la Figure 2.8. En effet, le mouvement du sol au dessus du tunnel bascule dans l'autre sens après le passage du front mais ne varie pas beaucoup au niveau de l'excavation.

En comparaison avec la méthode conventionnelle, on distingue des effets particuliers liés au creusement mécanisé avec tunnelier comme l'influence de la pression appliquée au front, l'effet du passage du bouclier ainsi que l'influence du vide annulaire entre les voussoirs et le terrain rempli par une injection de bourrage.

L'impact du creusement par un tunnelier dépend étroitement de la pression de confi-

2.3. Observations expérimentales

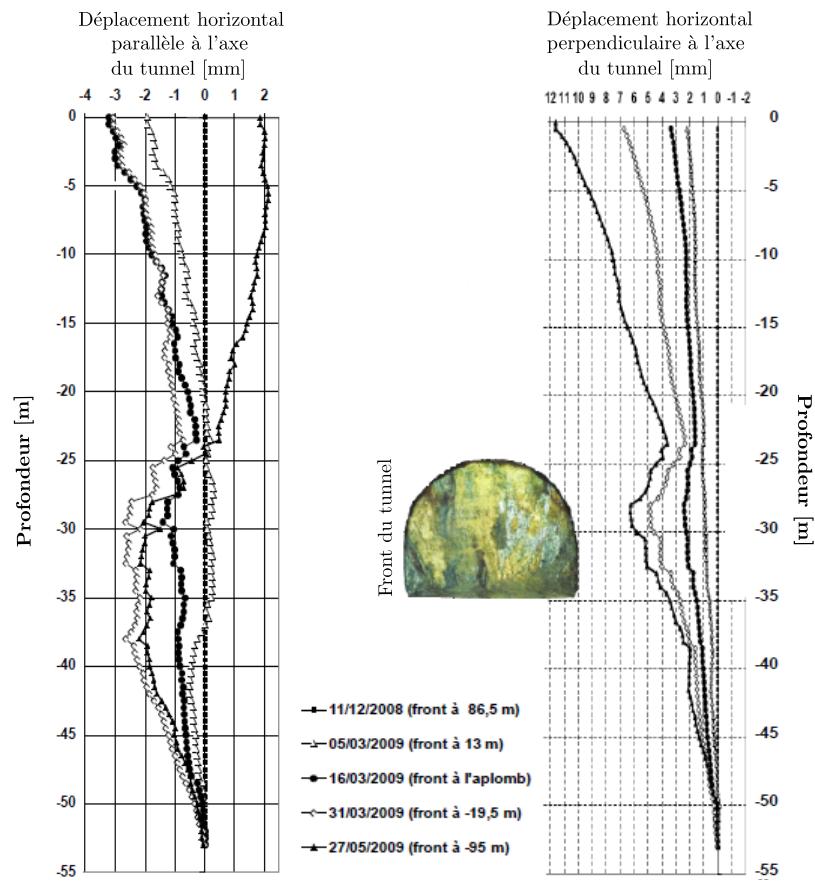


FIGURE 2.8 – Évolution des déplacements horizontaux dans une section lors du creusement du tube Sud de Toulon (J. P. Janin, 2012)

nement appliquée au front comme l'ont montré Bitetti, Mandolini, Van Tol, Broere, et Brinkgreve (2012) en analysant les déplacements mesurés lors du creusement de la ligne 6 à Naples. Ce tunnel a été réalisé avec un tunnelier à pression de boue caractérisé par un diamètre de 8.15 m. Suivant le profil longitudinal du tunnel, trois zones sont distinguées selon la pression de front appliquée. Une pression de front de 160 kPa en clef a été appliquée par le tunnelier dans la zone A, tandis que dans les zones B et C la pression au front était respectivement de 190 et 240 kPa en clef. Dans toutes les zones, la pression de front augmentait linéairement de 14 kPa/m selon la profondeur. La Figure 2.9 donne le tassement maximal, noté w enregistré dans chaque zone. Elle montre que le tassement maximal en surface est directement lié à la pression appliquée au front. Ceci confirme que la stabilité du front de taille est nécessaire pour la réduction des tassements.

L'impact de différentes opérations liées au creusement par tunnelier est montré par Dias et Kastner (2013) à travers l'analyse des données exhaustives de mesures de déplacements lors de l'excavation de l'extension de la ligne D du métro de Lyon. Deux tunnels, d'un diamètre de 6.27 m avec une profondeur de 13.6 m à l'axe, ont été creusés pour cette extension avec un bouclier à pression de boue caractérisé par un diamètre de 6.42 m au front et de 6.27 m en jupe. L'évolution des tassements mesurés par des extensomètres,

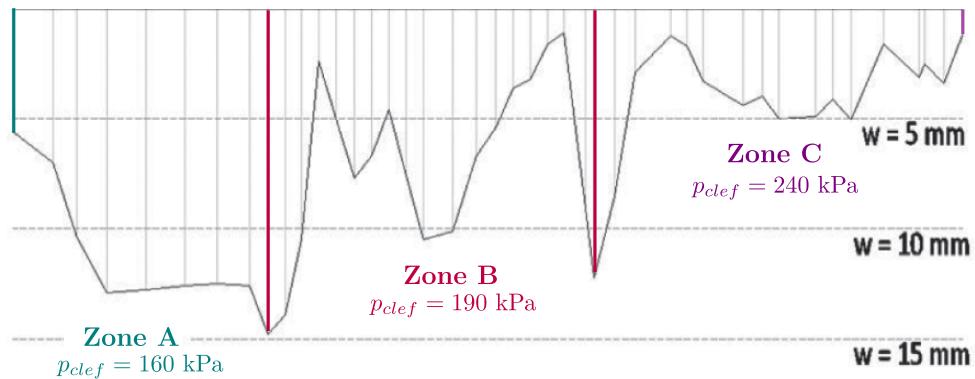


FIGURE 2.9 – Profil longitudinal du tassement maximal enregistré (Bitetti et al., 2012)

situés directement au dessus de l'axe du tunnel, lors du creusement du premier tube est illustrée dans la Figure 2.10. La Figure 2.11 représente l'évolution des déplacements horizontaux enregistrés par des inclinomètres. L'effet de chaque opération réalisée par le tunnelier apparaît clairement sur ces deux figures.

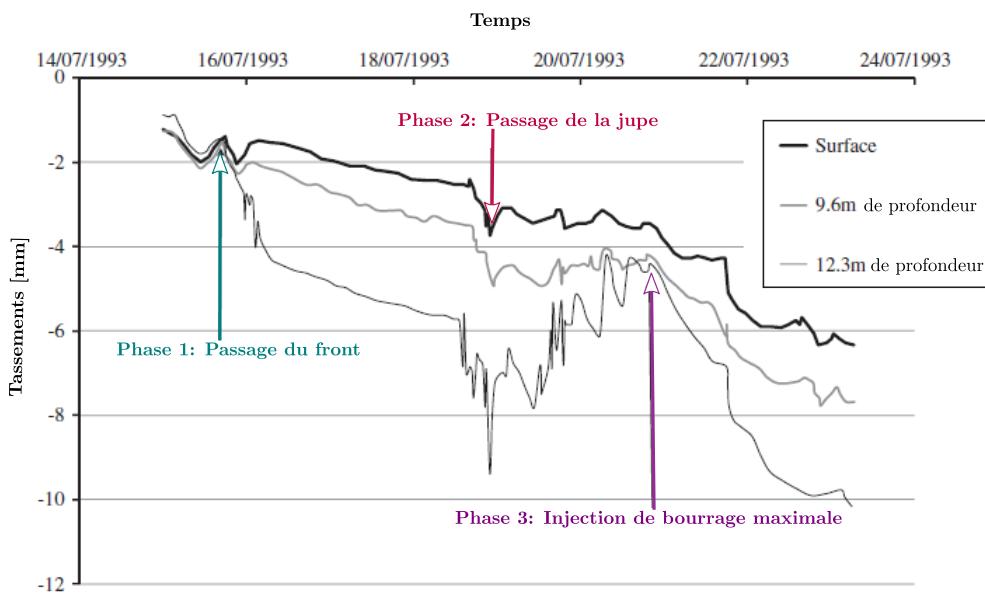


FIGURE 2.10 – Évolution des tassements lors du creusement au tunnelier (Dias & Kastner, 2013)

Le passage du front du bouclier induit un déplacement horizontal dans le sens opposé de la cavité au niveau du tunnel accompagné par un tassement progressif. Ce déplacement peut être expliqué par la conicité du bouclier qui a un diamètre plus grand en front qu'en jupe. La stabilisation des tassements en surface et leur diminution en profondeur après le passage de la jupe reflète l'efficacité de l'installation des voussoirs et de l'injection de bourrage qui remplit le vide annulaire. À la fin de l'injection de bourrage, les déplacements horizontaux se stabilisent tandis que les déplacements verticaux augmentent traduisant la consolidation du coulis de bourrage. On note la différence de ces mouvements horizontaux du sol en comparaison avec ceux induits par le creusement avec la méthode convention-

2.3. Observations expérimentales

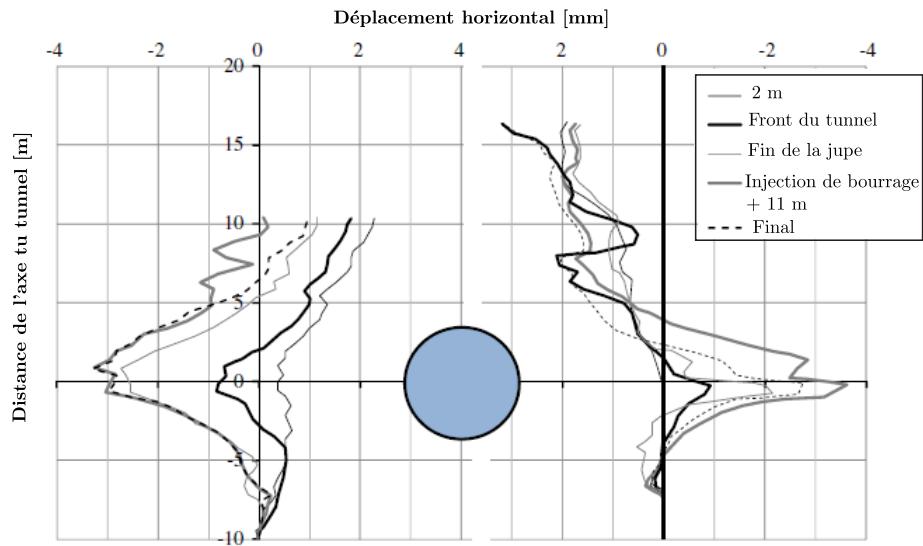


FIGURE 2.11 – Évolution des déplacement horizontaux lors du creusement au tunnelier (Dias & Kastner, 2013)

nelle et décrits dans la Figure 2.8. La pression de confinement appliquée par le tunnelier chasse le terrain dans le sens opposé à l'excavation tandis que le sol converge vers le vide créé par un creusement séquentiel. Le sens du mouvement horizontal au niveau du tunnel dépendrait alors aussi de la technique de creusement utilisée.

La comparaison de ces mesures avec d'autres chantiers a confirmé que le contrôle du confinement du front permet de limiter les tassements avant le passage du tunnelier et que les tassements induits à court terme sont principalement dûs au vide annulaire qui se crée après le passage du bouclier (Dias & Kastner, 2013).

L'impact des déplacements induits par le creusement de tunnels sur les structures existantes doit être maîtrisé quelque soit la technique utilisée. L'indicateur du risque d'endommagement d'une construction par le creusement d'un tunnel n'est pas le tassement maximal absolu mais plutôt le tassement différentiel ou la déflexion. L'expérience montre que la déformation des constructions fondées sur des semelles ou puits isolés ainsi que celle des constructions en pierres suit la déformation du terrain de fondation (Labalais et al., 1995). En général, selon la longueur du bâtiment et sa position par rapport au tunnel, différents mécanismes de déformation sont mobilisés. La Figure 2.12 présente une illustration idéalisée du comportement d'un bâtiment en fonction de sa position par rapport à la cuvette de tassements. On distingue une zone d'affaissement ("sagging zone") où la déformation horizontale est une compression et une zone de targage ("hogging zone") où la déformation horizontale est une extension. Le taux de déflexion est alors défini dans chaque zone comme le rapport entre la déflexion et la longueur du bâtiment dans cette zone.

La position relative de l'axe du tunnel par rapport à la construction existante doit être prise en compte pour la prédiction des éventuels dommages induits dans une construction. Dans le cas de bâtiments historiques comme dans le cas d'une section du métro 6 de

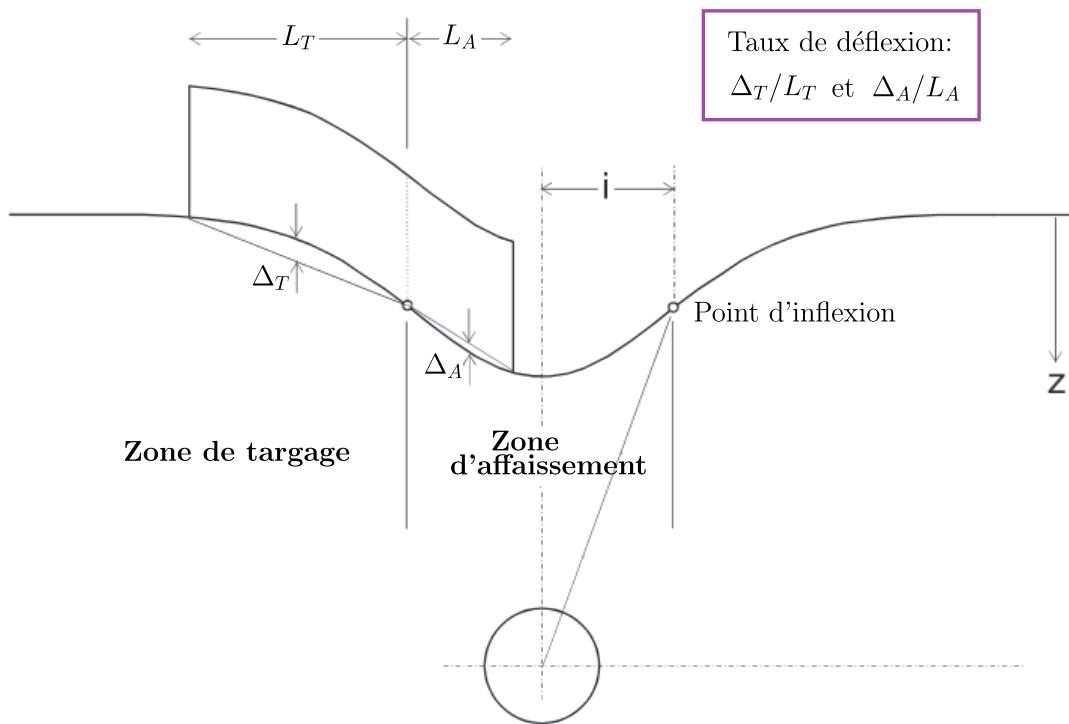


FIGURE 2.12 – Schématisation du comportement d'un bâtiment sur une cuvette de tassements (figure modifiée d'après Harris et Franzius (2005))

Naples creusée en dessous de l'église Santa Maria della Vittoria de Rome, l'enjeu devient critique. L'axe du tunnel passe sous le coin de ce bâtiment construit en 1573. Le suivi des déplacements de cette construction présenté par Bilotta, Paolillo, Russo, et Aversa (2017) montre que le tassement maximal de la façade de l'église a atteint 13 mm sans causer aucune altération au bâtiment vu que le taux de déflexion induit était entre 0.01 et 0.015%.

Le creusement de tunnels sous des constructions existantes peut être parfaitement maîtrisé notamment avec l'utilisation de tunnelier et la régulation de la pression de confinement du front. Ce fut le cas de la construction des tunnels de métro sous le bâtiment Schulich de l'Université York avec deux tunneliers à pression de boue où les injections de compensation installées n'ont finalement pas été utilisées (Ramos Schneider, Garcia-Fontanet, Ledesma, Raveendra, & Polo Orodea, 2018). Avec un contrôle précis du tunnelier, les déplacements enregistrés ne dépassaient pas 1.5 mm qui est de l'ordre de la précision des outils de mesures.

Dans des projets jugés plus sensibles comme la section de la ligne à grande vitesse Madrid-Barcelone-France à Barcelone à proximité des bâtiments historiques, des mesures de protection plus drastiques sont appliquées. Des parois de pieux ont été construites avant le début du creusement du tunnel pour protéger les sites historiques des impacts des excavations. L'efficacité de cette solution est irréfutable vu que les déplacements enregistrés sur les sites étaient de l'ordre de la précision des outils de mesures (Ledesma Villalba & Alonso Pérez de Agreda, 2017).

Si les techniques de compensation ne sont pas prévues à l'avance pour un chantier de tunnel en milieu urbain et aucune mesure de protection des structures existantes n'est envisagée, la non maîtrise des déplacements induits peut engendrer des dégâts matériels non négligeables. Ocak (2009) rapporte que le coût de construction de l'extension de la ligne de métro d'Istanbul, avec deux tunneliers à pression de boue, a augmenté de 15.8% à cause des dégâts causés à des bâtiments avoisinants. Ce pourcentage correspond à un budget de 35.6 millions de dollars qui a été dédié à la démolition de 214 bâtiments, la réparation de 150 autres et le paiement du loyer de 364 foyers. Pour éviter ce type de dégâts, des études plus détaillées doivent être réalisées en amont.

Différentes méthodes sont utilisées pour prévoir les déplacements induits par le creusement de tunnels et éviter des éventuels dégâts aux structures avoisinantes. Elles sont présentées dans la section suivante.

2.4 Méthodes de prédition des déplacements induits

2.4.1 Méthodes empiriques

Le profil de la cuvette de tassements induits par une excavation est concave avec la forme d'une cloche inversée. Sa description par une fonction mathématique peut être réalisée en se basant sur une analyse statistique des mesures de tassements dans différents chantiers.

La fonction Gaussienne, caractérisée par sa valeur maximale et sa largeur à mi-hauteur, offre une forme qui permet de bien décrire les profils des cuvettes de tassements mesurés. On souligne que la largeur à mi-hauteur correspond à la distance entre l'axe de symétrie de la courbe et son point d'inflexion. Si on note S_{\max} le tassement maximal à l'axe du tunnel et i la distance entre l'axe du tunnel et le point d'inflexion de la courbe de tassement, l'équation de la gaussienne est donnée par :

$$S(x) = S_{\max} \exp \left(-\frac{x^2}{2i^2} \right) \quad (2.1)$$

où x est la distance horizontale de l'axe du tunnel. La Figure 2.13 illustre une cuvette de tassement avec cette fonction. Cette gaussienne inversée a d'abord été utilisée par Peck (1969).

La capacité de cette forme mathématique, à deux paramètres, ou deux degrés de liberté, à décrire le profil transversal des tassements induits a été démontrée par plusieurs auteurs (e.g. Moh, Ju, et Hwang (1996) ; O'reilly et New (1982) ; Rankin (1988)). L'expression initiale de la fonction reproduisant la cuvette de tassements a été légèrement modifiée par Jacobsz, Standing, Mair, Hagiwara, et Sugiyama (2004) qui ont choisi de remplacer la puissance carrée par la puissance 3/2 pour mieux reproduire les tassements mesurés lors d'essais d'excavation à la centrifugeuse. Pour avoir plus de flexibilité pour la reproduction des tassements mesurés, Vorster, Klar, Soga, et Mair (2005) ont ajouté un troisième paramètre à la fonction gaussienne et Celestino, Gomes, et Bortolucci (2000) ont proposé une autre fonction à trois paramètres.

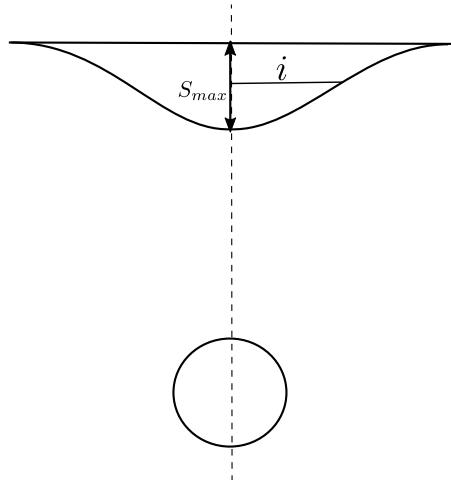


FIGURE 2.13 – Profil Gaussien de la courbe de tassements.

Une analyse de régression des mesures de tassements de plusieurs chantiers ou de plusieurs configurations d'essais d'excavation à la centrifugeuse permet de relier les paramètres de la fonction empirique à la profondeur et au diamètre du tunnel ainsi qu'aux propriétés du terrain (Marshall, Farrell, Klar, & Mair, 2012). En revanche, l'estimation du tassement maximal à l'avance n'est pas fiable.

L'utilisation des méthodes empiriques offre une bonne estimation des tassements dans le cas des projets pour lesquels on dispose d'un retour d'expérience sur un tunnel avec une géométrie, des conditions géologiques et des méthodes de creusement similaires. Cependant, il n'est pas fréquent que différents projets partagent les mêmes caractéristiques. Ces méthodes empiriques seront alors mieux adaptées pour estimer les tassements des sections à creuser en se basant sur les mesures des sections creusées en amont dans le même projet si les conditions géologiques ne sont pas très variables.

2.4.2 Méthodes analytiques

Les méthodes analytiques se basent sur l'expression des formules de la mécanique dans le plan pour l'estimation de la variation des contraintes dans un massif lors d'une excavation. Le passage du dimensionnement d'une excavation tridimensionnelle à un calcul bidimensionnel repose sur le principe de la méthode de convergence-confinement qui est présentée dans ce qui suit. Le principe de cette méthode est aussi utilisé pour les simulations numériques du creusement de tunnels en 2D.

Méthode de convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement simplifie le calcul tridimensionnel du creusement d'un ouvrage souterrain à un calcul bidimensionnel en déformations planes. Une pression de confinement fictif $\underline{\sigma}_c \vec{n} = (1 - \beta) \underline{\sigma}_0 \vec{n}$, représentant le matériau excavé, est appliquée aux futures parois du tunnel où $\underline{\sigma}_0$ est le tenseur de contraintes initiales et \vec{n} le vecteur unité normal sortant à la frontière du domaine. Le taux de relaxation ou de déconfinement β permet de simuler l'avancement du front de taille. Un taux de décon-

finement nul correspond à l'état initial du terrain tandis qu'un taux de déconfinement égal à 1 correspond au déconfinement total d'un tunnel non soutenu où le front de taille est assez loin tel qu'il n'influence plus le comportement à la section modélisée. Ceci est illustré dans la Figure 2.14.

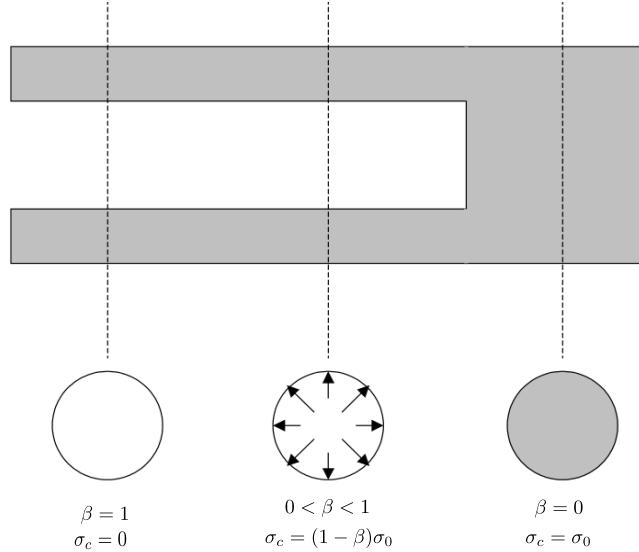


FIGURE 2.14 – Evolution du taux de déconfinement et de la contrainte de confinement dans le cas d'un tunnel non soutenu

L'estimation de la valeur du paramètre β pour une section à proximité du front de taille présente une difficulté pour l'application de la méthode. Ce paramètre dépend non seulement de la distance du front de taille mais aussi de la nature du terrain, du soutènement et de la longueur du tunnel non soutenu derrière le front de taille.

Un soutènement est généralement mis en place au fur et à mesure de l'avancement du front de taille pour assurer la sécurité et/ou la stabilité du tunnel. Comme il s'oppose à la convergence des parois, l'équilibre final dépend de l'interaction entre le terrain et le soutènement. Cet équilibre peut être déterminé à partir du point d'intersection de la courbe de réaction du terrain et de la courbe de réaction du revêtement. La courbe de réaction du terrain est donnée par la variation de la pression à l'intérieur de l'excavation en fonction du déplacement radial des parois. La figure 2.15 illustre schématiquement le concept des courbes de réaction.

L'identification du taux de déconfinement avant la pose du soutènement demeure la principale limite de la méthode de convergence-confinement.

Solutions analytiques

En se basant sur le principe de la méthode de convergence-confinement, quand la réponse du terrain est considérée élastoplastique, la formulation analytique du champ

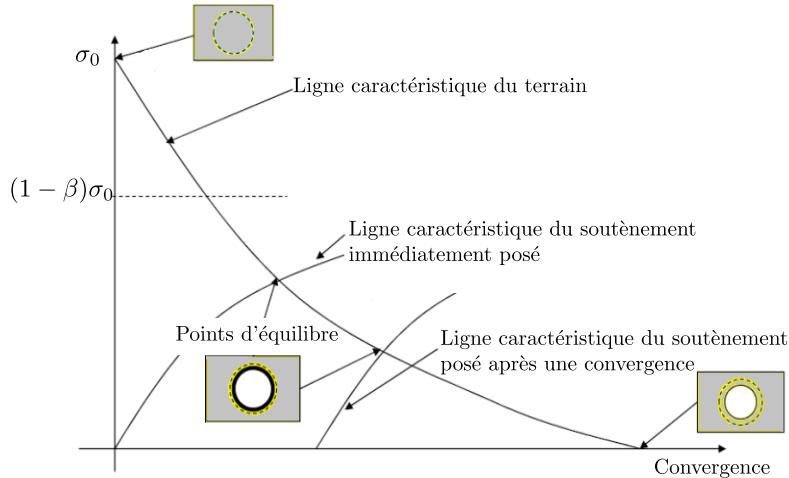


FIGURE 2.15 – Courbe de réaction du terrain

de contraintes et de déformations permet de définir autour de l'excavation, parfaitement circulaire, un rayon limite qui détermine l'étendue de la zone plastique. Ce rayon est déterminé en se basant sur le taux de déconfinement limite à partir duquel le critère de plasticité est atteint (Mohr-Coulomb, Tresca ou Hoek et Brown).

La solution analytique du creusement d'un tunnel a été donnée par plusieurs auteurs dans la littérature dont Salençon (1969) qui a par exemple donné la solution exacte du creusement d'une cavité dans un terrain homogène qui obéit au critère de Mohr-Coulomb. Une représentation graphique de cette solution est présentée par Carranza-Torres (2003). En utilisant le critère de Hoek et Brown cette fois-ci, Carranza-Torres et Fairhurst (2000) ont donné la réponse analytique d'un terrain à une excavation en appliquant la méthode de convergence-confinement.

Le creusement d'un tunnel dans un sol homogène avec un modèle de comportement du sol élastique ou élastique parfaitement plastique représente des hypothèses fortes sur lesquelles s'appuient ces méthodes. Ceci limite l'utilisation de ces méthodes même pour les études préliminaires de pré-dimensionnement comme l'ont indiqué, entre autres L. Z. Wang, Li, et Lv (2009).

Une prédiction précise des déplacements induits par le creusement de tunnels ne peut être réalisée que par des simulations numériques avec une intégration de la géométrie réelle du projet, des caractéristiques de creusement et d'un modèle de comportement adéquat pour le sol environnant.

2.4.3 Modélisations numériques

On fait appel aux méthodes numériques pour de meilleures prédictions avec des modèles plus complets, prenant en compte la majorité des détails du creusement de tunnels. Cependant, l'utilisation des méthodes numériques est conditionnée par les logiciels à disposition et les possibilités de simulations qu'ils offrent. La qualité des résultats dépend du

choix de plusieurs paramètres qui seront discutés dans ce qui suit.

Aspects logiciel

Plusieurs logiciels adaptés à la simulation de problèmes géotechniques sont commercialisés ou développés dans les centres de recherche. Dans ce travail, le logiciel VIPLEF 3D, développé par le centre de Géosciences de l'Ecole des Mines, a été utilisé en premier lieu pour les simulations d'essais de laboratoire en conditions réelles et de creusement de tunnels avec la notion d'historique de déconfinement.

Les logiciels commercialisés ont des interfaces qui facilitent plus ou moins leur utilisation et contiennent par défaut un nombre limité de modèles de comportement de sol mais permettent l'intégration de nouveaux modèles avec des "subroutines" écrites par l'utilisateur. Chaque logiciel définit bien évidemment la procédure d'implémentation de nouveaux modèles avec les variables correspondantes. La lecture d'une notice est rarement suffisante dans ce cas et il faut passer par des cas tests simples pour effectivement comprendre la logique de gestion des variables par le logiciel.

PLAXIS, ABAQUS, FLAC et ZSOIL représentent les logiciels les plus répandus en géotechnique et utilisés par les ingénieurs et les chercheurs pour la simulation de creusement de tunnels.

La simulation du creusement avec la méthode conventionnelle, est couramment faite à l'aide de PLAXIS (e.g. Gonzalez et al. (2012); Paternesi, Schweiger, et Scarpelli (2017)), ABAQUS (e.g. Boldini, Losacco, Bertolin, et Amorosi (2018)) et ZSOIL (e.g. Truty et Obrzud (2015)) ou par des logiciels "maison" (e.g. Svoboda et al. (2010)).

La modélisation du creusement au tunnelier, plus compliquée, a aussi été réalisée par plusieurs auteurs avec ces logiciels. Les possibilités de développement pour la modélisation des tunnelier dans FLAC sont par exemple démontrées par Do, Dias, et Oreste (2015) qui l'ont utilisé pour la modélisation 3D du creusement au tunnelier en simulant les détails des joints entre les voussoirs ou par Lambrughi, Rodríguez, et Castellanza (2012) qui ont validé, avec ce logiciel, un modèle 3D d'un tunnelier à pression de terre pour une ligne de métro à Madrid.

Les deux modélisations les plus complètes du creusement avec un tunnelier ont été présentées par Ninić (2015). La première s'appuie sur les possibilités offertes par le logiciel PLAXIS 3D et la deuxième sur le logiciel EKATE développé à Ruhr université de Bochum. La modélisation par le logiciel EKATE diffère de celle de PLAXIS 3D dans la possibilité de simuler le bouclier comme une structure déformable interagissant avec le terrain avec des éléments de contact et la fonctionnalité de simulation des détails des joints des voussoirs. Bien que la simulation avec PLAXIS 3D semble simplifiée, elle demeure la plus complète dans un logiciel commercialisé utilisé en ingénierie.

Une analyse de différents choix de modélisation numérique du creusement au tunnelier avec le logiciel Plaxis 3D est présentée dans la Section 2.6.2.

Modélisation 2D/3D

Comme le creusement de tunnels est un phénomène tridimensionnel, on peut penser qu'une modélisation 3D améliore considérablement les résultats des simulations par rap-

port aux modèles 2D en déformations planes. Cependant, un calcul 3D demeure coûteux en terme de temps de calcul notamment avec un modèle de comportement élastoplastique non linéaire et surtout la construction d'un modèle 3D nécessite une grande maîtrise du logiciel utilisé.

Après la modélisation du tunnel sous le Parc de St James dans l'argile de Londres avec un modèle de comportement élastoplastique non linéaire, J. N. Franzius, Potts, et Burland (2005) ont conclu que la modélisation 3D a un effet négligeable sur l'amélioration de la prédiction de la cuvette de tassements transversale en comparaison avec la modélisation 2D. La cuvette simulée était plus large que la cuvette mesurée dans les deux cas (2D et 3D). Cependant, cette conclusion reste discutable vu que la simulation 2D était basée sur le calage du taux de déconfinement. D'autres paramètres devait être étudiés comme le choix du modèle de comportement du sol et des dimensions du modèle. Il faut garder en vue que, la méthode de creusement, les surcharges en surface et le phasage des travaux ne peuvent être pris en compte qu'avec une modélisation tridimensionnelle. En analysant la distribution des contraintes et des déplacements autour d'une excavation, la nécessité d'une modélisation 3D a été mise en évidence par plusieurs auteurs dont Barla (2004). J. P. Janin et al. (2015) confirment que les calculs 2D sont insuffisants pour la modélisation du phénomène d'excavation dans toute sa complexité. En effet, dans une modélisation bidimensionnelle un seul coefficient de déconfinement est utilisé pour toute la section du tunnel tandis qu'en réalité le déconfinement dépend de la position de la section par rapport au front de taille et de la pose du soutènement. Une autre approche consiste à caler le taux de déconfinement pour une section donnée sur la base des résultats d'une modélisation 3D. Elle a été utilisée pour des cas d'études par Svoboda et Mašín (2010) ou pour des chantiers de tunnels au fur et à mesure du creusement comme pour le tunnel de Toulon Sud (J. P. Janin, 2012). Cette approche ne peut permettre de réduire le temps de calcul avec des simulations 2D qu'en supposant que le calage du taux de déconfinement est valable pour différentes sections.

Influence des conditions initiales

L'état initial des contraintes dans le terrain (le choix du coefficient des terres au repos K_0) influence fortement les résultats de simulation des excavations. Guedes de Melo et Santos Pereira (2000) ont montré que les tassements et les convergences diminuent en augmentant la valeur de K_0 pour un tunnel peu profond dans un terrain élastique linéaire. J. P. Janin (2012) a réalisé une étude paramétrique pour la modélisation du tunnel de Toulon Sud et a montré la forte dépendance des résultats sur la valeur initiale de K_0 . En analysant l'évolution des zones plastifiées autour d'une excavation pour différentes valeurs de K_0 , Mestat (1998) montre que l'initiation de la plasticité autour de l'excavation se situe sur les reins du tunnel pour une valeur de $K_0 < 1$ tandis que pour $K_0 > 1$ la plastification démarre près du radier et en clef. Il montre aussi que la convergence des parois du tunnel dépend de K_0 . Pour $K_0 > 1$, le diamètre horizontal du tunnel décroît tandis que son diamètre vertical augmente. La variation des diamètres est dans le sens contraire pour $K_0 < 1$ toutes choses étant égales par ailleurs.

En plus de l'identification de l'état de contraintes initial, l'analyse numérique des tassements engendrés par le creusement d'un tunnel repose sur le choix d'une loi de

comportement de sol et des paramètres du modèle. L'influence de ces différents choix sur les résultats des simulations est étudiée dans ce qui suit d'abord en 2D et ensuite en 3D. Le modèle de comportement proposé dans cette thèse est comparé aux modèles MCC et HSM.

2.5 Simulation mécanique du creusement d'un tunnel en 2D

L'analyse de l'effet du choix du modèle de comportement, des conditions initiales et du taux de relaxation sur les résultats de simulation du creusement d'un tunnel en 2D est faite dans cette partie. Le modèle proposé dans ce travail est utilisé conjointement avec les modèles MCC et HSM.

Plusieurs tunnels et stations de métros ont eu lieu dans le cadre du projet MRT (Metropolitan Rapid Transit) à Bangkok où le comportement du sol a été simulé avec le modèle HSM (Chheng & Likitlersuang, 2018; Likitlersuang et al., 2014). La couche d'argile raide de Bangkok rencontrée entre 12 et 28 m de profondeur dans ces projets a été choisie comme sol de référence pour l'analyse réalisée dans cette partie.

2.5.1 Modèle et géométrie

Les simulations numériques ont été réalisées avec le logiciel Plaxis en éléments finis. En plus des modèles MCC et HSM disponibles dans ce logiciel, le modèle développé SCSM a été implémenté (selon l'algorithme décrit dans la Partie 1.6) et utilisé pour simuler le creusement d'un tunnel en 2D.

Une géométrie réaliste et idéalisée d'une section de tunnel représentative a été choisie pour étudier l'influence du choix du modèle de comportement sur la prédiction des déplacements induits par l'excavation d'un tunnel. La profondeur de l'axe du tunnel est de 20 m à partir du niveau de la surface et son diamètre est de 10 m. Dans cette première analyse, le tunnel circulaire est creusé dans une couche homogène d'argile raide de Bangkok. Le niveau de la nappe est supposé au niveau du terrain naturel. A cause de la faible perméabilité de l'argile de Bangkok, ces analyses sont réalisées en conditions non drainées.

En comparant les résultats de simulations avec différentes méthodes en 2D et les mesures *in situ* enregistrées sur le chantier du Heathrow Express tunnel à Londres, Karakus (2007) a conclu que la méthode de convergence-confinement donne le meilleur calage avec la cuvette de tassements mesurés. Cette méthode de modélisation sera utilisée dans cette partie.

L'excavation est simulée en augmentant le taux de relaxation β de 0 jusqu'à une valeur finale qui peut être égale à 1 en absence de soutènement pour une section assez loin du front du tunnel. La valeur finale du taux β dépend de la géométrie du tunnel, des méthodes de construction et du choix de modèle de comportement. En pratique, elle est déterminée approximativement soit à partir des courbes de réponse du terrain et du sol soit avec un calage des calculs 3D ou avec un calage des tassements mesurés. Comme

cette approche n'est pas applicable pour des calculs en phase de conception, l'influence du choix de ce paramètre est aussi étudiée.

La profondeur du modèle est de 60 m et son bord latéral a été fixé à 100 m de l'axe du tunnel. Ces dimensions ont été choisies après une étude paramétrique pour éliminer l'influence de la taille du modèle. Le maillage, raffiné au niveau de l'excavation comme l'illustre la Figure 2.16, est constitué de 2015 éléments triangulaires à 15 nœuds ce qui fait un total de 16395 nœuds. Ces éléments à 12 points de Gauss sont ceux choisis par défaut dans le logiciel Plaxis. Pour les conditions aux limites, les déplacements normaux sont annulés sur les faces latérales du modèle et les déplacements de la base du modèle sont bloqués.

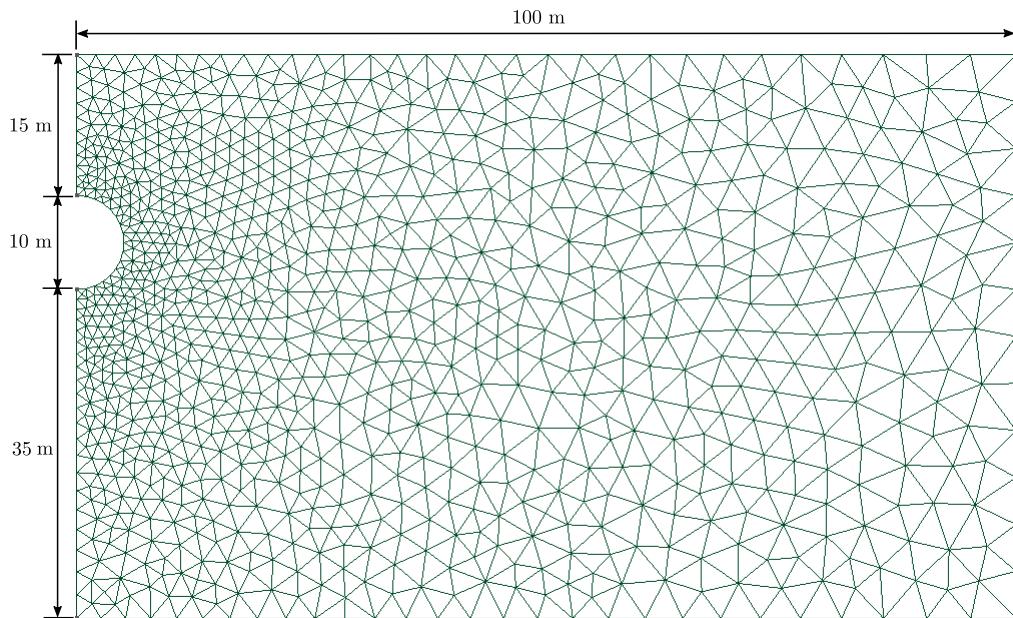


FIGURE 2.16 – Maillage et géométrie du modèle 2D

Une pression de consolidation initiale devait être déterminée pour tous les modèles de comportement étudiés. Elle a été choisie en fonction du coefficient de surconsolidation (OCR) qui est défini à l'échelle de la structure comme le rapport de la pression de consolidation initiale et de la contrainte verticale *in situ* σ_{v0} ; $OCR = p_{c0}/\sigma_{v0}$. L'argile raide de Bangkok est une argile surconsolidée, caractérisée par un OCR de 4 (Sayed, 2018). Cette valeur a donc été utilisée pour les simulations de référence. L'indice de vides moyen de cette formation géologique est de 1.2 comme répertorié par Surarak et al. (2012). Finalement, l'état de contraintes initial est calculé avec un poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et un coefficient de terre au repos $K_0 = 1$.

Caractéristiques du sol

Trois essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur des échantillons intacts de l'argile raide de Bangkok, prélevés à une profondeur entre 17.4 et 18 m. Ils ont été utilisés par Surarak et al. (2012) pour déterminer les paramètres du modèle HSM. Ces essais ont été

réalisés avec des pressions de confinement de 69, 276 et 414 kPa correspondant respectivement à des indices de vides initiaux de 1.28, 1.26 et 1.24. Les pentes κ et λ respectivement de la droite de décharge et de la droite de consolidation normale ont été estimées à partir des essais oedométriques présentés par Surarak et al. (2012).

Les paramètres du modèle HSM pour l'argile raide de Bangkok sont donnés dans le Tableau 2.1. Le Tableau 2.2 résume les paramètres des modèles MCC et SCSM.

ν	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	m	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R_f
0.2	9000	12000	30000	1	45	28	0	0.9

TABLE 2.1 – Paramètres du modèle HSM pour l'argile raide de Bangkok

ν	κ	λ	M	M_0	M_∞	a	n
0.2	0.02	0.1	1.11	0.2	2.1	0.008	2

TABLE 2.2 – Paramètres des modèles de MCC et SCSM pour l'argile raide de Bangkok

Les résultats de simulation des trois essais triaxiaux avec les trois modèles de comportement étudiés sont présentés dans la Figure 2.17. La meilleure simulation de ces essais est donnée par SCSM qui reproduit bien la résistance au cisaillement pour les trois pressions de confinement tandis que MCC la sous-estime. Par ailleurs, HSM ne simule ni le pic de résistance ni la dilatance. La réponse en déformations de ce modèle peut être améliorée en choisissant un angle de dilatance non nulle mais ceci induira une réponse en contraintes-déformations non réaliste. Cette défaillance du modèle a aussi été soulevée dans la Partie 1.3.4.

2.5.2 Résultats

Différentes séries de simulations ont été réalisées pour comparer les déplacements induits avec les trois modèles de comportement dans différentes situations qui varient en fonction du taux de déconfinement appliqué, de l'état de contraintes initial et de l'OCR.

Influence du taux de déconfinement

L'évolution des tassements en surface avec le taux de déconfinement qui varie de 0.4 à 0.8 est donnée dans la Figure 2.18 pour les trois modèles de comportement dans le cas de la simulation de référence où $OCR = 4$ et $K_0 = 1$.

Le tassement maximal estimé par le modèle SCSM est approximativement 60% plus grand que celui estimé avec le modèle MCC pour les trois degrés de déconfinement. En revanche, SCSM simule un tassement maximal deux fois plus grand que celui simulé avec le modèle HSM pour un déconfinement de 0.4. Cette différence se réduit à 50% pour un déconfinement de 0.6 et à seulement 10% pour un déconfinement de 0.8.

L'évolution du tassement maximal avec le taux de déconfinement pour chaque modèle de comportement, donnée dans la Figure 2.19, montre une évolution fortement non linéaire

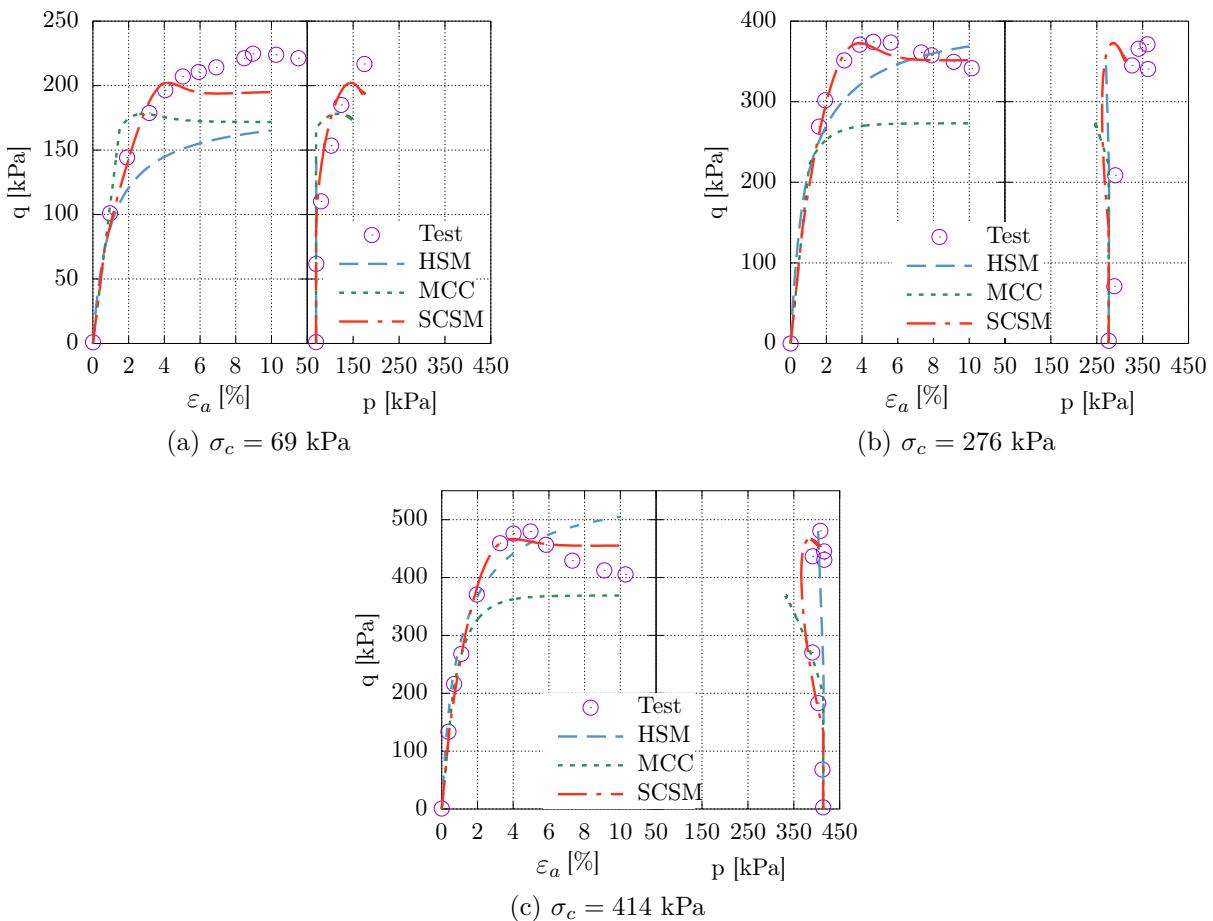


FIGURE 2.17 – Simulation d’essais triaxiaux non drainés sur l’argile de Bangkok à différentes pressions de confinement

pour le modèle HSM contrairement au modèles d’état critique MCC et SCSM. Dans cette figure, le tassement maximal correspond à la profondeur maximale de la courbe de tassements.

Pour une meilleure compréhension des mécanismes qui gèrent l’évolution du tassement maximal en surface avec le taux de déconfinement, le tassement maximal simulé avec le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est comparé à celui du modèle HSM sur la Figure 2.20. Les simulations avec le modèle de MC ont été réalisées avec un module de Young de 30 MPa similaire au modèle de charge-décharge du modèle HSM, une cohésion de 45 kPa, un angle de frottement de 28° et un angle de dilatance nul. Ce jeu de paramètre conduit à une cuvette de tassement similaire à celle simulée avec le modèle HSM. Ce résultat n’est pas inattendu puisque le modèle HSM utilise le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les chargements déviatoires. Les deux modèles n’intégrant pas l’état critique présentent des non linéarités dans cette évolution du tassement maximal. Cependant, à partir d’un déconfinement de 0.7, le modèle HSM induit un tassement maximal plus important. Ceci est expliqué par le fait que la résistance au cisaillement est réduite dans le cas des conditions non drainées avec le modèle HSM comme le souligne aussi Truty et Obrzud (2015).

Les déplacements horizontaux à 10 m de l’axe du tunnel sont donnés dans la Fi-

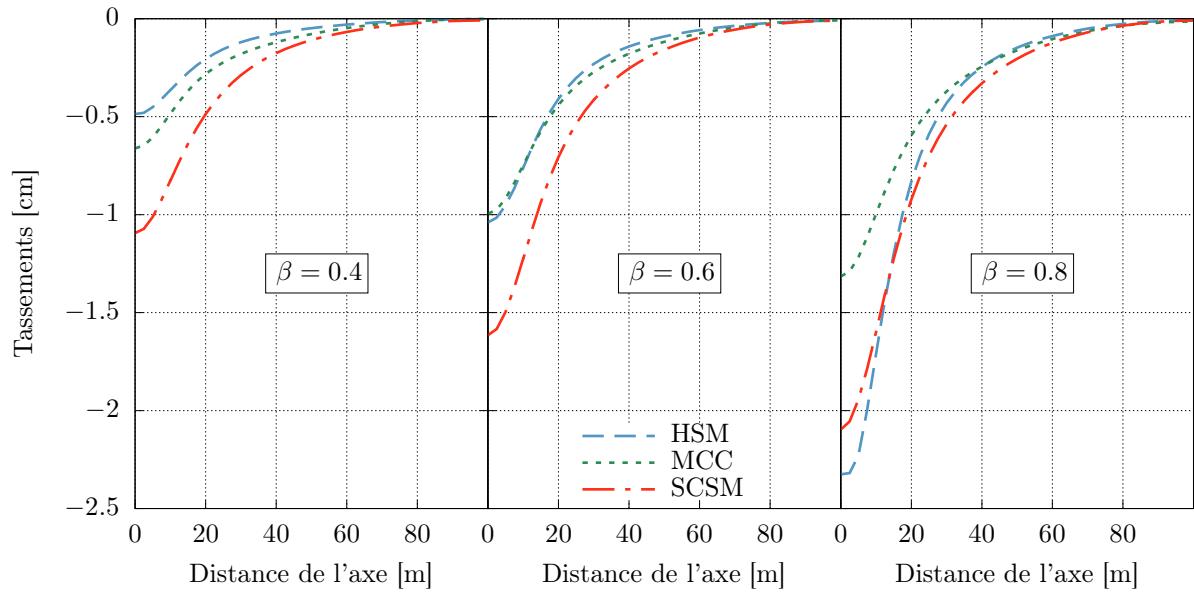


FIGURE 2.18 – Evolution des cuvettes de tassements avec le taux de déconfinement pour les trois modèles de comportement

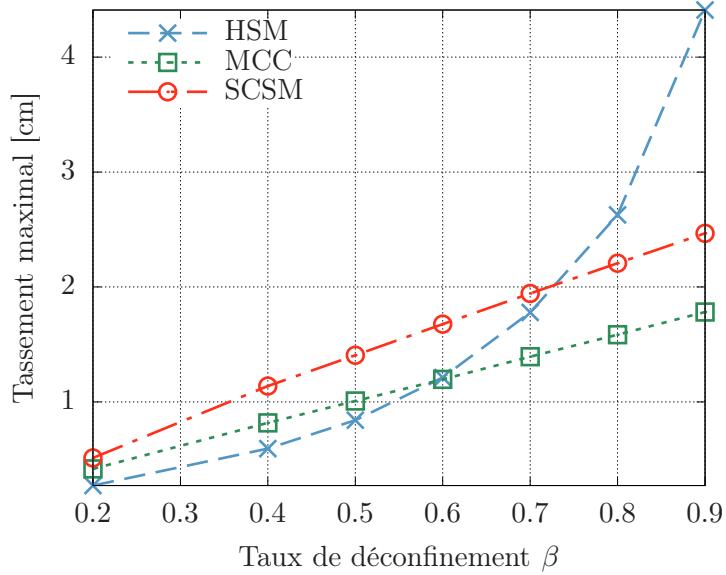


FIGURE 2.19 – Evolution du tassement maximal avec le taux de déconfinement

gure 2.21 pour trois taux de déconfinement pour les trois modèles de comportement.

Le déplacement horizontal maximal simulé avec le modèle SCSM est 30% plus grand que celui simulé avec le modèle MCC pour tous les taux de déconfinement. L'influence de l'introduction de l'écrouissage déviatorique est plus importante sur la simulation de la cuvette de tassements en surface que sur les déplacement horizontaux. Pour un déconfinement de 0.4, le modèle SCSM résulte en un déplacement horizontal maximal 80% plus grand que celui simulé avec le modèle HSM. Cette différence se réduit à 60% pour

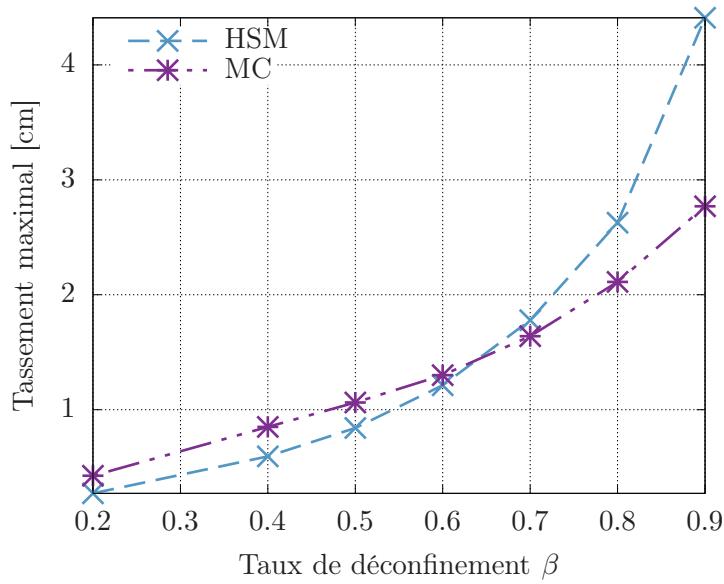


FIGURE 2.20 – Evolution du tassement maximal avec le modèle de MC et HSM

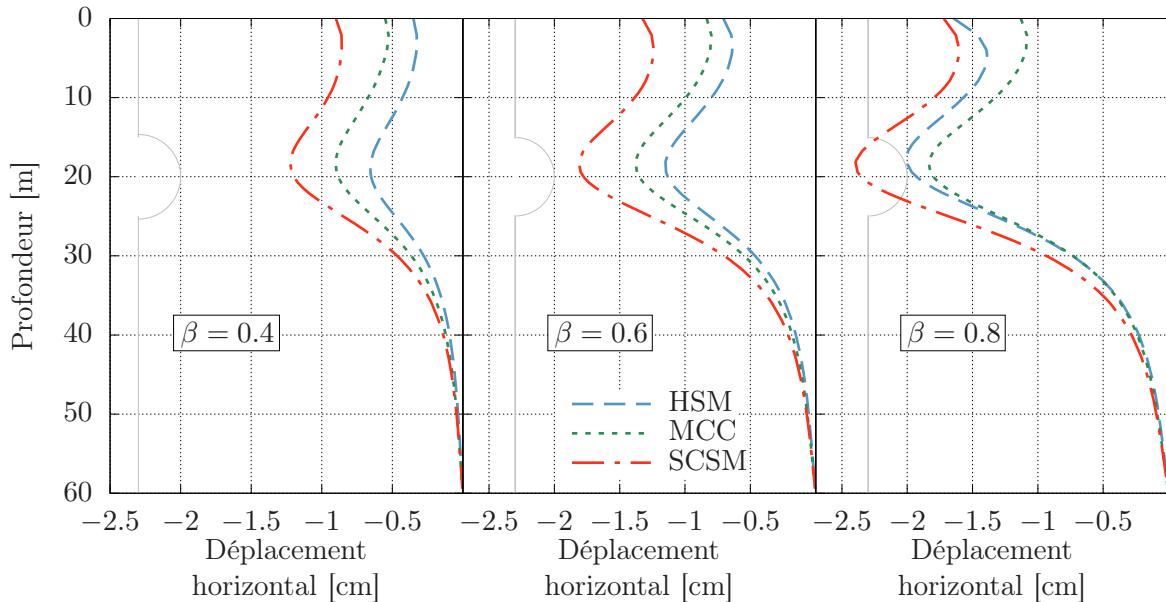


FIGURE 2.21 – Évolution des déplacements horizontaux avec le taux de déconfinement pour les trois modèles de comportement

un déconfinement de 0.6 et à 20% pour un déconfinement de 0.8. La comparaison des modèles HSM et SCSM conduit à des conclusions similaires que ce soit sur la base de la cuvette des tassements ou sur la base des déplacements horizontaux.

Un seuil de tassement absolu n'est pas un critère suffisant pour vérifier la stabilité d'une structure au dessus d'une excavation. Le seuil de tassement différentiel admis est un critère dimensionnant plus important sauf si le seuil du tassement absolu admis est très réduit. Dans le cas d'une structure peu élancée située à proximité de l'axe du tunnel,

le seuil de tassements différentiels admis est donné par la pente moyenne de la cuvette de tassements en surface. La pente de tassements admissible est inférieure à 0.3% selon le type de la structure (Labalais et al., 1995). La Figure 2.22 donne l'évolution des pentes des cuvettes de tassement simulées.

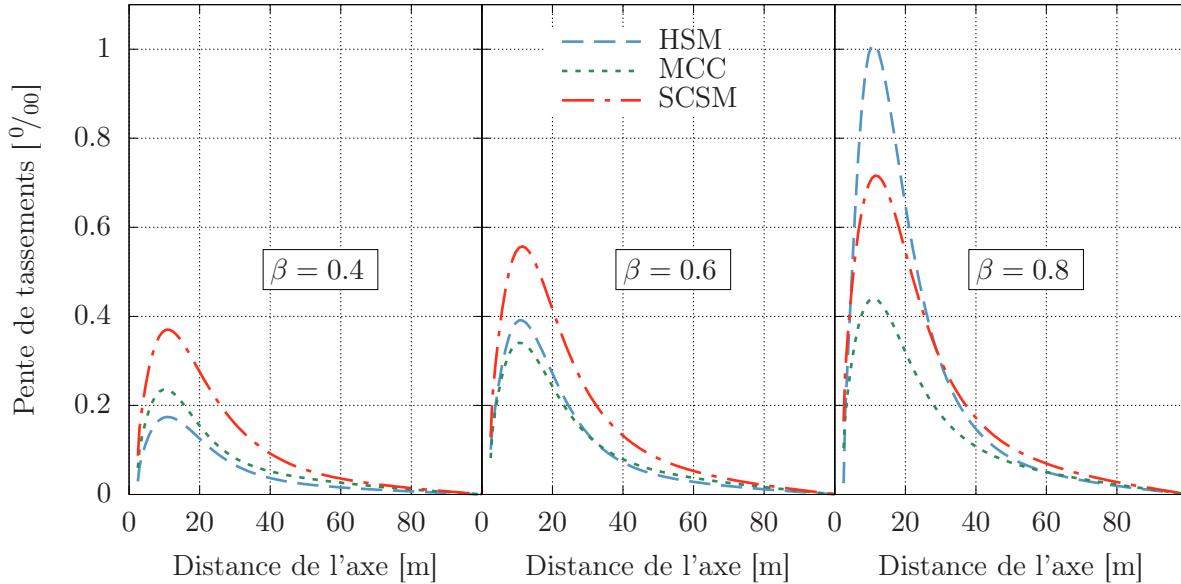


FIGURE 2.22 – Evolution des pentes des cuvettes de tassements en surface

D'autres simulations ont été réalisées pour examiner la position de la pente maximale de tassements. Elle est indépendante du choix du modèle de comportement et elle est retrouvée même avec une simulation avec un modèle linéaire élastique parfaitement plastique pour le sol. En effet, cette position ne dépend que du rapport entre la couverture du tunnel et son diamètre.

Influence de l'état initial

En plus du choix du modèle rhéologique et des valeurs de ses paramètres, d'autres données influencent les résultats de la modélisation d'un tunnel. Pour étudier l'effet de l'état de consolidation initial, des simulations ont été réalisées pour un état normalement consolidé avec $OCR = 1$ en gardant tout autre paramètre identique aux simulations précédentes.

La comparaison des cuvettes de tassement pour deux états de consolidations initiaux de 4 et 1 est donnée dans la Figure 2.23 pour le taux de déconfinement de 0.6 tandis que la Figure 2.24 illustre l'effet de la consolidation initiale sur la simulation des déplacements horizontaux.

Pour un sol normalement consolidé ($OCR = 1$), la différence entre les tassements maximaux simulés avec le modèle MCC et SCSM est réduite à 10% contre 60% pour le cas surconsolidé. Ceci est expliqué par l'activation du mécanisme d'écrouissage volumique

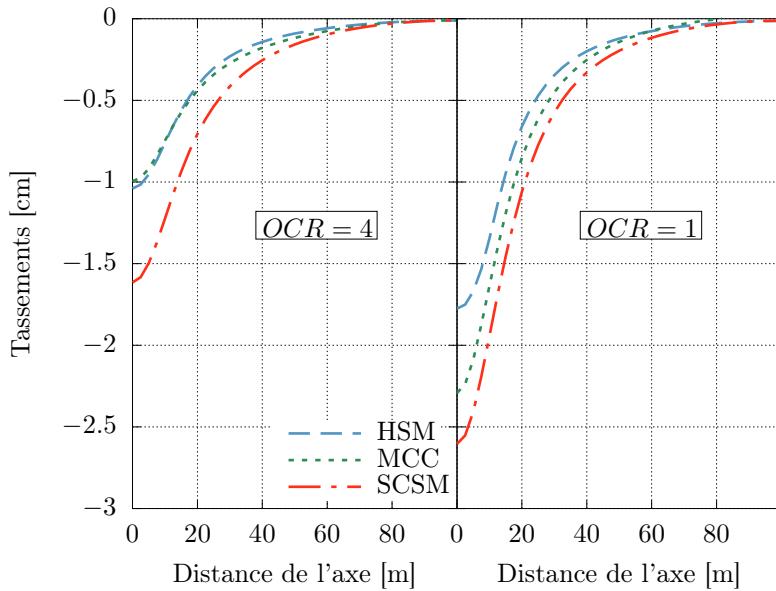


FIGURE 2.23 – Variation des cuvettes de tassement avec l'état de consolidation initial

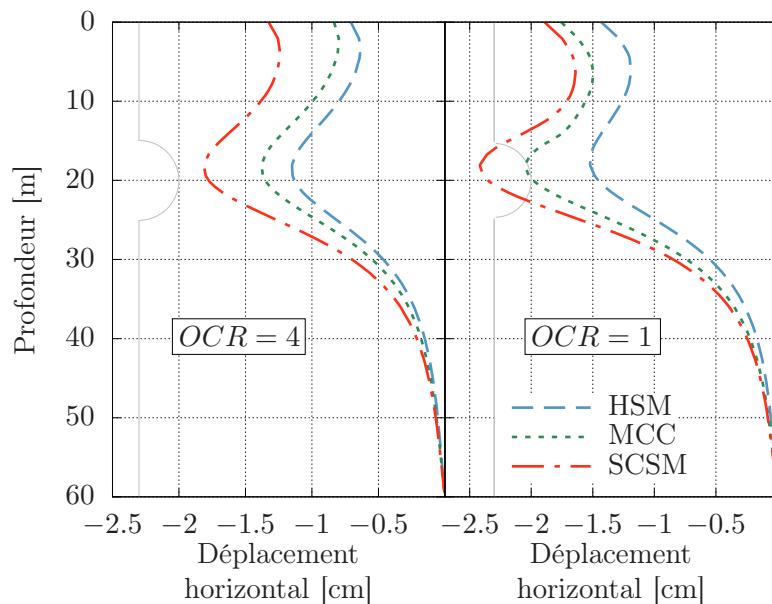


FIGURE 2.24 – Variation des déplacements horizontaux avec l'état de consolidation initial

identique des deux modèles dans le cas du sol normalement consolidé où l'influence du mécanisme d'écrouissage déviatorique est négligeable au contraire du cas du sol surconsolidé. Si les modèles MCC et HSM simulent une cuvette de tassements presque identique pour un sol surconsolidé, le modèle MCC induit un tassement environ 20% plus grand que celui avec le modèle HSM pour un sol normalement consolidé. En comparaison avec le modèle HSM, SCSM induit un tassement 45% plus grand pour un sol normalement consolidé au lieu de 60% pour un sol surconsolidé et pour le même taux de déconfinement. Par ailleurs, l'influence de l'état de consolidation initial sur le déplacement horizontal est similaire à celle sur la cuvette de tassement. Le modèle HSM induit alors les plus petits tassements

et déplacements horizontaux pour les deux cas normalement consolidé et surconsolidé en comparaison aux deux autres modèles. Comme tous les modèles partagent le même mécanisme d'écrouissage volumique, nous nous attendions à réduire l'écart des résultats entre le modèle HSM et les modèles intégrant l'état critique pour un sol normalement consolidé mais ce ne fut pas le cas. Pour expliquer ce constat, des simulations ont été réalisées en modifiant la valeur de K_0 .

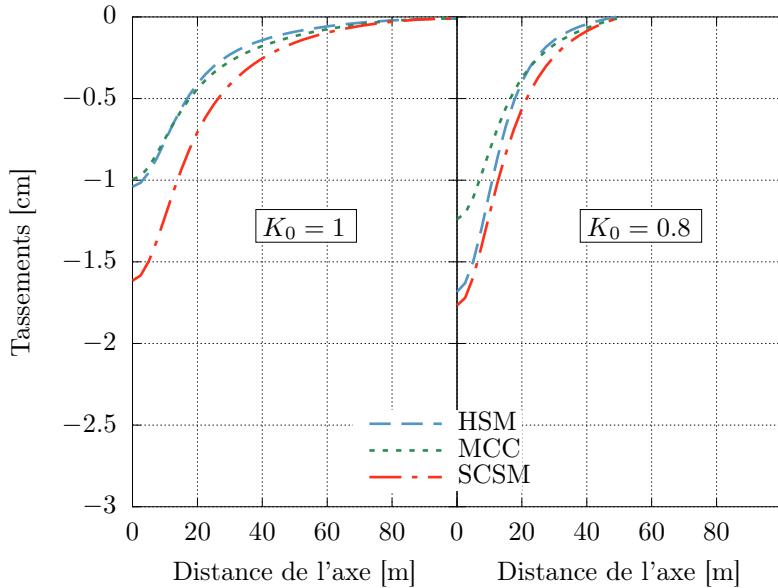


FIGURE 2.25 – Variation des cuvettes de tassement avec l'état de contraintes initial

La réduction de K_0 de 1 à 0.8 induit une augmentation du tassement maximal simulé de 18%, 35% et 70% respectivement avec le modèle SCSM, MCC et HSM comme l'illustre la Figure 2.25. Cette augmentation est prévue étant donné qu'un état de contraintes initial anisotrope (où la contrainte horizontale est différente de la contrainte verticale) s'approche plus du critère en cisaillement pour tous ces modèles de comportement. Le modèle le moins sensible (parmi ceux étudiés) à la variation de l'état de contraintes initial serait le modèle SCSM. La différence entre le tassement maximal simulé avec le modèle MCC et celui avec le modèle SCSM est réduite à 40% pour $K_0 = 0.8$ en comparaison à 60% pour $K_0 = 1$.

La comparaison des déplacements horizontaux simulés pour les deux coefficient de terre au repos initiaux est donnée dans la Figure 2.26. La différence entre les modèles MCC et SCSM est réduite à environ 10% pour $K_0 = 0.8$. Au contraire des tassements en surface, les déplacements horizontaux sont réduits avec la réduction de K_0 pour les trois modèles de comportement. Ceci semble logique puisqu'une réduction de K_0 entraîne une diminution de la contrainte horizontale initiale.

2.5.3 Synthèse

Les simulations 2D ont permis de mettre en avant l'influence du choix du modèle de comportement et des conditions initiales sur la simulation du creusement d'un tunnel.

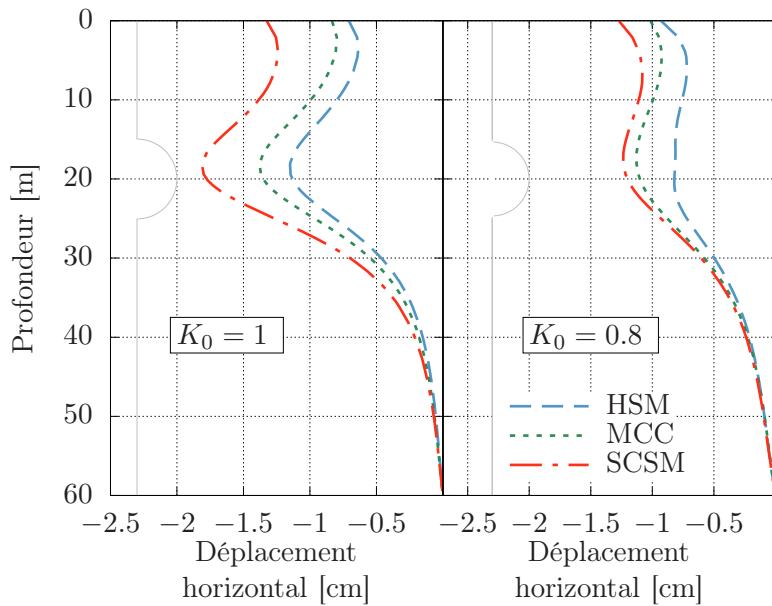


FIGURE 2.26 – Variation des cuvettes de tassement avec l'état de contraintes initial

Avec le mécanisme d'écrouissage déviatorique introduit, le modèle développé permet de simuler le plus grand tassement en surface, la plus grande pente de tassements et le plus grand déplacement horizontal dans tous les cas étudiés jusqu'à un taux de déconfinement de 0.6. Autrement dit, les résultats dans une gamme de déconfinement habituelle sont plus sécuritaires avec le modèle de comportement proposé.

D'autres paramètres comme la prise en compte de la présence du tunnelier ne peuvent pas être étudiés par une modélisation 2D. Des simulations 3D sont réalisées dans la partie suivante avec le modèle de comportement proposé pour étudier l'influence d'autres choix de la modélisation sur les déplacements induits par le creusement d'un tunnel.

2.6 Simulation mécanique du creusement d'un tunnel en 3D

L'utilisation du tunnelier est de plus en plus répandue pour le creusement de tunnels en milieu urbain. Dans le projet du Grand Paris, 80% des tunnels vont être creusés au tunnelier. Les résultats des simulations numériques de ce mode de creusement dépendent de plusieurs choix de modélisation. En particulier, la procédure d'avancement, le choix de modélisation du bouclier, de la pression de front et de la pression de bourrage influencent fortement les résultats. Bien que les modèles 2D soient largement utilisés pour ces simulations, seuls les modèles 3D sont les plus complets puisqu'ils permettent de prendre en compte le confinement du front, la pression de bourrage et la présence de la jupe du bouclier. La nécessité de la modélisation 3D a été confirmée par plusieurs études (e.g. Do, Dias, Oreste, et Djeran-Maigre (2014); Galli, Grimaldi, et Leonardi (2004)). Différentes variantes de la modélisation 3D du passage d'un tunnelier dans une couche homogène sont étudiées dans cette partie.

2.6.1 Modèle numérique

Modélisation numérique du tunnelier

Le principe de fonctionnement du tunnelier a été détaillé dans la partie 2.2.2. Pour la modélisation numérique de ce processus de creusement, plusieurs variantes se présentent selon le logiciel utilisé. Dans le logiciel Plaxis 3D, la modélisation qui se rapprocherait le plus de la réalité est la simulation de la présence du bouclier par des plaques rigides avec une conicité. Cette configuration est schématisé sur la Figure 2.27a. Le pas d'avancement du tunnelier correspond à la longueur des voussoirs installés. Dans cette étude, nous considérons que les voussoirs ont une longueur de 2 m. Le sol excavé est donc divisé en des sections de 2 m chacune. Dans les simulations faites avec cette première variante, pour un tunnelier de 10 m de longueur, la réduction du diamètre du bouclier varie linéairement sur sa longueur. Ceci est modélisé par une contraction uniforme de 0.5% sur la dernière section du bouclier et une contraction qui varie linéairement de 0.125% sur les trois autres sections jusqu'au front. Dans la dernière section de 2 m, les voussoirs sont installés à l'abri de la jupe du tunnelier en appliquant une pression de bourrage pour combler le vide annulaire. Ceci est modélisé par une pression radiale appliquée sur la section derrière le bouclier comme l'illustre la Figure 2.27a.

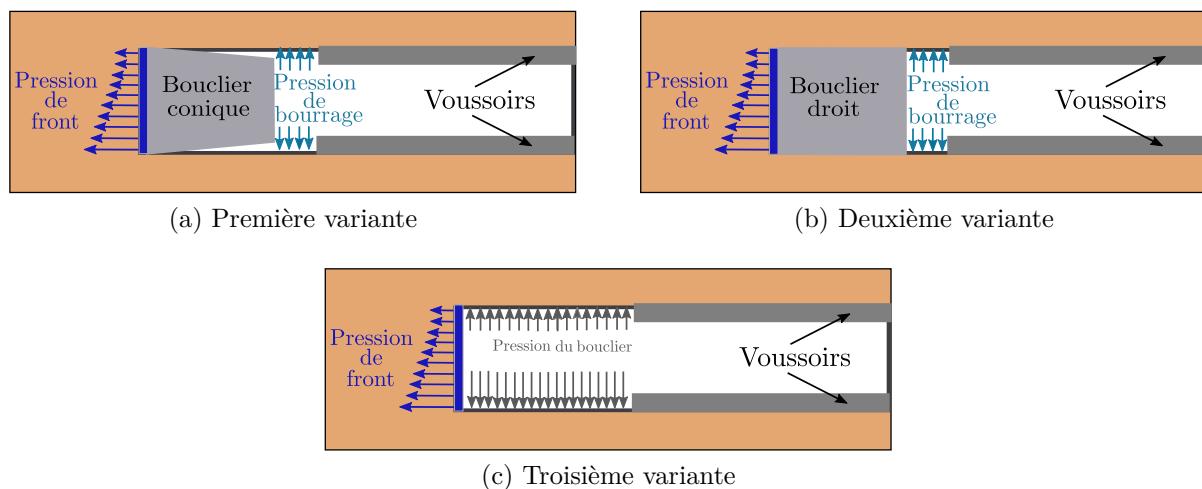


FIGURE 2.27 – Schématisation des différentes variantes de modélisation du tunnelier

Cette première option de modélisation peut être simplifiée en négligeant la conicité du bouclier et en considérant son diamètre constant sur toute sa longueur comme l'illustre la Figure 2.27b. Cette hypothèse simplificatrice est admise par plusieurs auteurs (e.g. Lamborghini et al. (2012) ; Lavasan et al. (2018)).

L'approche de modélisation la plus utilisée en ingénierie et la plus simplifiée, consiste à simuler la présence du bouclier par une pression radiale sur toute sa longueur (e.g. Fagnoli, Gragnano, Boldini, et Amorosi (2015) ; Zhao et al. (2015a)). Cette variante de modélisation est illustrée par la Figure 2.27c. La valeur de la pression radiale à appliquer est déterminée à partir de la pression des terres en place multipliée par un taux de déconfinement partiel qui prend en compte la conicité du bouclier et les pertes de volume liées

à l'avancement du tunnelier. Mroueh (1998) présente une méthodologie pour le calage du taux de déconfinement pour évaluer cette pression radiale. Dans les simulations qui suivent, nous considérons un taux de déconfinement sécuritaire d'environ 60%.

Les forces des vérins de poussée et la modélisation du comportement du matériau de bourrage ne sont pas explicitement simulées dans ce travail.

Une illustration 3D des trois variantes de modélisation du tunnelier est donnée par la Figure 2.28. Le schéma gauche illustre la modélisation explicite de la paroi du bouclier pour les deux premières variantes. La troisième variante, où le bouclier n'est pas explicitement modélisé, est illustrée par le schéma droit de la même figure.

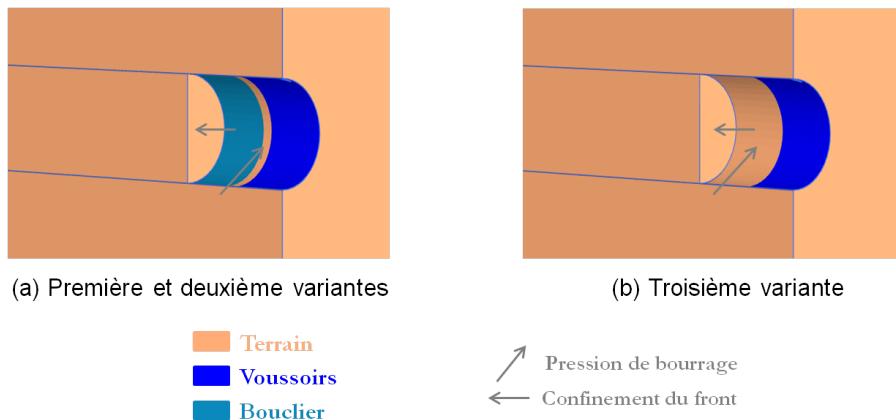


FIGURE 2.28 – Représentation 3D des différentes variantes de modélisation du tunnelier

Caractéristiques du modèle numérique

L'analyse de l'effet des différentes options de modélisation d'un tunnelier est faite sur un cas d'étude d'un tunnel circulaire de 10 m de diamètre à 20 m de profondeur à l'axe dans une couche de sol homogène de l'argile raide de Bangkok. Les voussoirs ont une longueur de 2 m qui correspond aussi au pas d'avancement du tunnelier. Le volume du sol correspondant au futur tunnel est découpé en tronçons de 2 m de longueur. Une attention particulière doit être prêtée aux dimensions du modèle et à la qualité du maillage 3D (J. Franzius & Potts, 2005). Comme le tunnel est supposé symétrique, seule la moitié est modélisée pour optimiser les temps de calcul. Un modèle de 200 m de longueur, 100 m de largeur et 70 m de profondeur a été retenu. Ces dimensions vérifient les limites indiquées par Lambrughi et al. (2012). Le maillage est raffiné autour du tunnel et autour de la section de contrôle en surface avec un total de 123670 noeuds pour 84423 éléments tétraédriques à 10 noeuds. Il est illustré sur la Figure 2.29 qui donne aussi la géométrie du modèle.

Le Tableau 2.3 résume les paramètres géométriques du tunnel et du bouclier.

Pour les conditions aux limites, les déplacements normaux sont annulés sur les faces latérales du modèle et les déplacements du fond du modèle sont bloqués. Seule la face

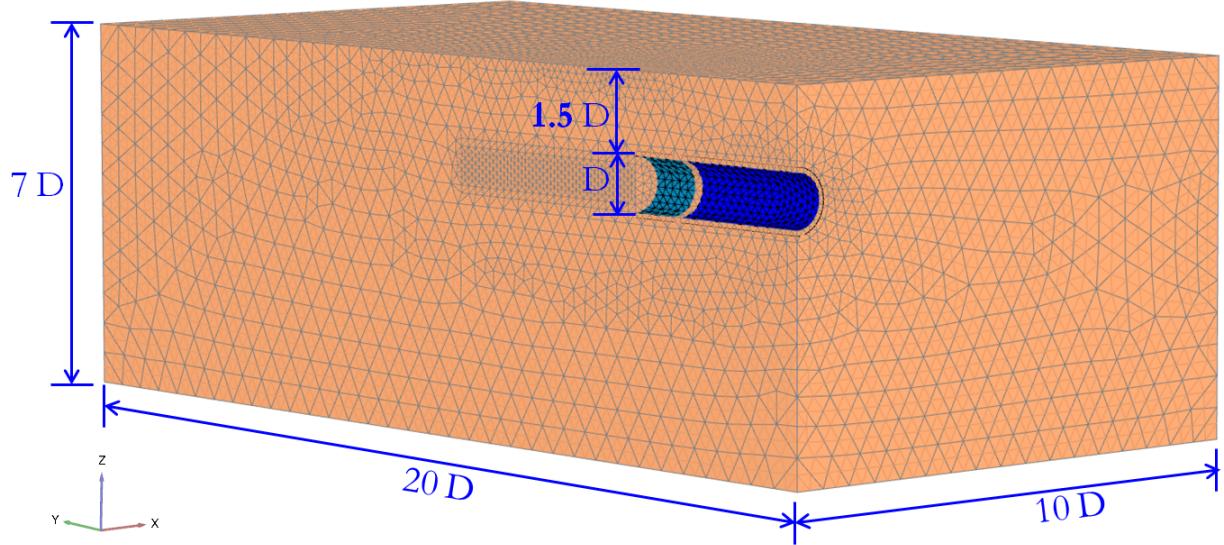


FIGURE 2.29 – Maillage et géométrie du modèle

Tunnel		Bouclier			Revêtement	
Profondeur à l'axe	Diamètre	Diamètre avant	Diamètre arrière	Conicité	Longueur	Épaisseur
20 m	10 m	10 m	9.95 m	0.5%	2 m	40 cm

TABLE 2.3 – Paramètres géométriques du tunnel et du bouclier

supérieure du modèle est libre (pression supposée nulle).

La couche d'argile est modélisée avec le modèle de comportement proposé avec les mêmes paramètres présentés dans le Tableau 2.2 avec un état de contraintes initial généré avec un coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0.53$.

Le tunnelier simulé a une longueur de 10 m. Quand la paroi du bouclier est modélisée explicitement, dans le cas de la première et la deuxième variantes, des éléments plaques sont installés à l'emplacement du bouclier. Une raideur importante a été attribuée aux éléments représentant la paroi du tunnelier pour ne pas avoir de déformations dans le bouclier. Les paramètres de ses éléments sont donnés dans le Tableau 2.4. Pour toutes les variantes, le revêtement constitué par les voussoirs installés par le tunnelier est modélisé par des éléments plaques avec un comportement élastique dont les paramètres sont donnés dans le Tableau 2.4. Comme les joints entre les voussoirs ne sont pas modélisés, la rigidité des voussoirs est réduite avec un facteur de 0.75 correspondant à un anneau composé de sept voussoirs (Blom, 2002). Ainsi, si le module du béton renforcé des voussoirs est de 40 GPa, il est réduit à 30 GPa pour un voussoir continu.

L'interaction entre le terrain et la paroi du bouclier ou les voussoirs est simulée par une interface qui est modélisée avec le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Les propriétés mécaniques de cette interface sont définies à partir des propriétés du sol adjacent avec un facteur de réduction. Généralement, ce facteur de réduction est

Paramètres	Unité	Voussoirs	Bouclier
Épaisseur	[m]	0.4	0.35
Poids volumique	[kN/m ³]	24	38
Module de Young	[GPa]	30	210
Coefficient de Poisson	[-]	0.1	0.3

TABLE 2.4 – Paramètres des plaques des voussoirs et du bouclier

pris entre 0.7 et 0.75 pour le contact entre le béton et le sol. Cependant, pour le creusement au tunnelier, ce facteur est réduit à 0.6 pour prendre en compte la présence du mortier de bourrage (Lavasan et al., 2018). Le module de cette interface est défini à partir de κ^* pour une pression moyenne correspondant à sa profondeur tandis que sa cohésion et son angle de frottement sont déduits après l'application du facteur de réduction. Les paramètres de l'interface pour ces calculs sont alors un module de Young de 25000 kPa, une cohésion de 27 kPa et un angle de frottement de 17 °.

La pression de confinement du front est de 100 kPa en clé et de 220 kPa en radier pour un poids volumique de la bentonite de 12 kN/m³. La pression de confinement du front est donc appliquée avec un gradient variant avec la profondeur avec un poids volumique correspondant à celui de la bentonite. La pression d'injection de bourrage est de 130 kPa en clé et 280 kPa en radier pour un poids volumique du mortier de 15 kN/m³.

Phasage des simulations

Pour s'affranchir des effets de bords, un premier tronçon de 22 mètres de longueur est excavé en désactivant les éléments finis du volume de sol à l'intérieur du tunnel. Les voussoirs sont activés sur les 12 premiers mètres et les 10 autres mètres représentent la présence du tunnelier selon la direction de l'axe y illustré sur la Figure 2.29. Après cette première étape de mise en place du tunnelier et de réduction des effets de bord, les déplacements sont réinitialisés pour la suite des calculs.

L'avancement du tunnelier est ensuite simulé par des passes de 2m. Cette distance choisie correspond à la longueur moyenne des voussoirs utilisés en pratique. Après la désactivation d'une tranche de sol de 2 m, la pression de front est décalée sur le nouveau front. Dans le cas de la première et la deuxième variante, les plaques simulant le bouclier sont décalées de 2 m et la pression de bourrage est appliquée dans le tronçon derrière le tunnelier pour simuler le comblement du vide annulaire entre le sol en place et le nouvel anneau mis en place. Dans le cas de la troisième variante, la pression de bourrage appliquée sur toute la longueur du tunnelier est décalée de 2 m. Ceci est illustré par la Figure 2.32.

2.6.2 Effet du choix de modélisation du tunnelier

Dans cette partie, l'effet du choix entre les trois variantes de modélisation du tunnelier est étudié. L'effet de la perte de volume supplémentaire apportée par la conicité du bouclier sur la simulation des mouvements induits par une excavation est illustré par les

résultats de simulation avec la première variante en comparaison avec ceux de la deuxième variante où le bouclier est considéré droit. En revanche, les résultats de la troisième variante permettent d'apprécier la qualité des résultats avec une approche simplifiée.

Cette analyse comparative absente de la littérature où chaque étude présente une variante sans vraiment la justifier serait d'une grande utilité pour les ingénieurs par la suite qui sauront les conséquences de chaque choix de modélisation à l'avance.

Résultats

La première variante correspond à un bouclier conique et la deuxième à un bouclier droit tandis que la troisième est caractérisée par l'absence de la modélisation explicite de ce dernier. Les courbes dont la légende est "Sans bouclier" correspondent à la troisième variante.

Les déplacements induits par les trois variantes de modélisation sont comparés dans la Figure 2.30 à la section définie par $y = 34$ m qui a été choisie comme section de suivi des déplacements pour s'éloigner des effets de bords. Les déplacements sont présentés quand le front du tunnelier est à 2 m de cette section et puis quand il la dépasse de 10 m.

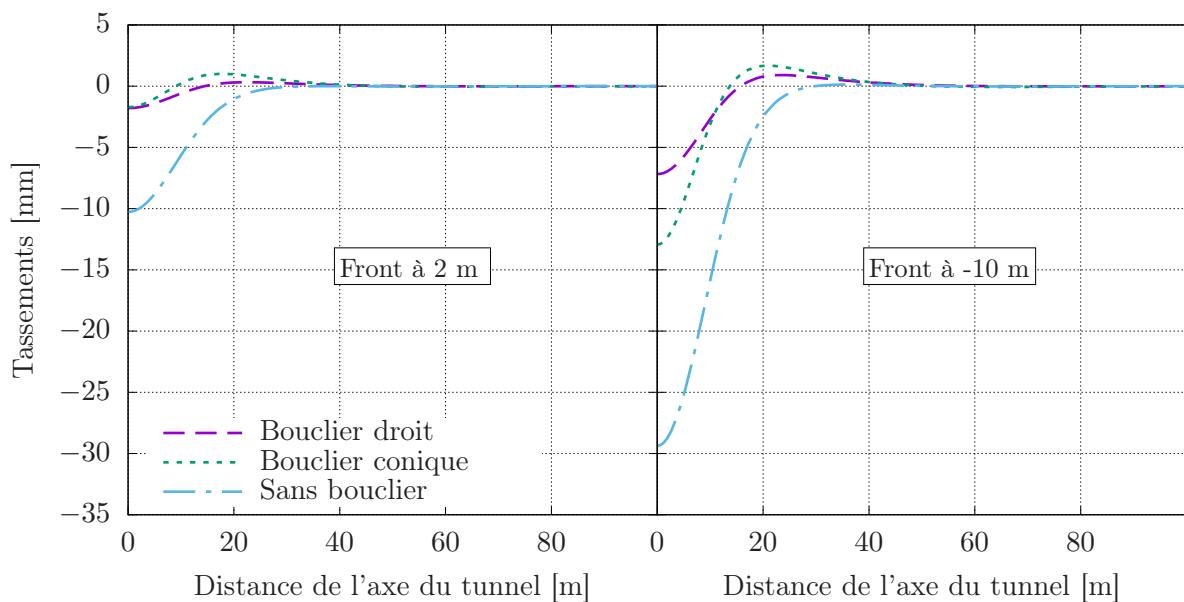


FIGURE 2.30 – Cuvette de tassement après le creusement de 32 et 44 m respectivement

Avant le passage du tunnelier, les tassements simulés avec un bouclier droit et conique sont similaires et environ trois fois plus petits que ceux simulés en absence de bouclier. Cependant après le passage du tunnelier, la modélisation avec un bouclier conique induit un tassement maximal environ 50% plus grand que celui simulé avec un bouclier droit. En revanche, la modélisation sans bouclier engendre un tassement maximal plus que deux fois plus grand. Par ailleurs, la simulation du bouclier engendre un soulèvement en surface

(plus important avec un bouclier conique) qui n'est pas observé en l'absence du bouclier.

Le déplacement horizontal à une distance de la paroi du tunnelier est généralement un autre élément de contrôle des déplacements dans un chantier. Pour cette raison, les déplacements horizontaux à 1 m de la paroi du tunnel sont donnés dans la Figure 2.31 pour les trois variantes.

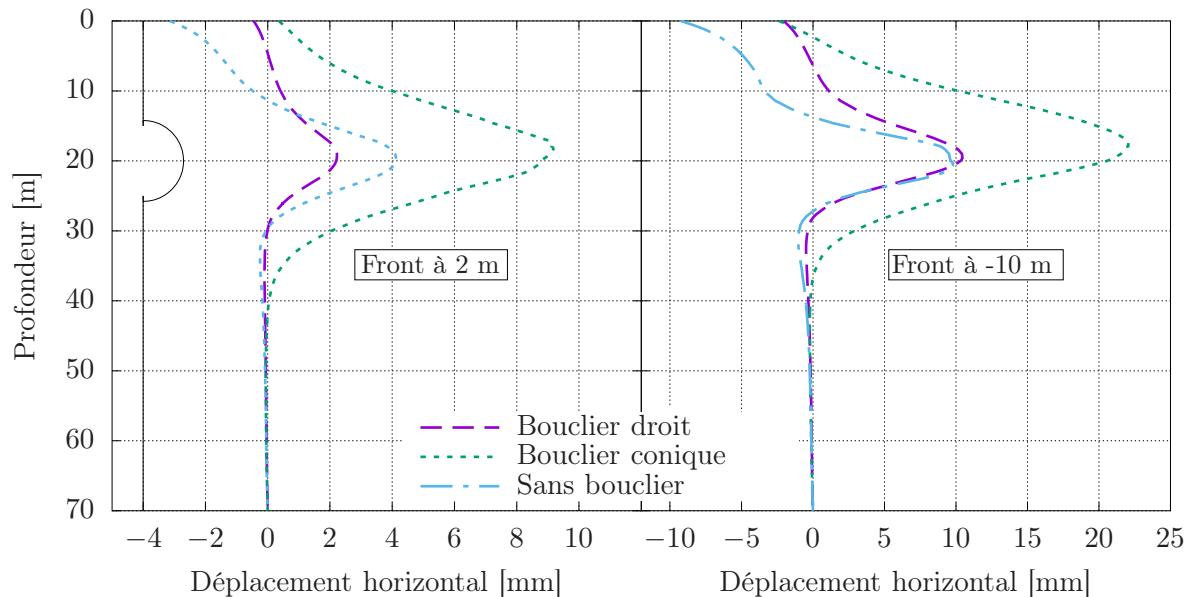


FIGURE 2.31 – Déplacements horizontaux à 1 m de la paroi du tunnel après le creusement de 32 et 44 m respectivement

La variante de modélisation avec un bouclier conique engendre un déplacement horizontal au niveau de l'excavation plus que deux fois plus grand que les autres variantes avant et après le passage du tunnelier. En revanche, les déplacements horizontaux simulés avec les deux autres variantes se rejoignent au niveau de l'excavation après le passage du tunnelier. Le plus grand déplacement horizontal en surface est simulé en l'absence du bouclier.

Modélisation numérique du tunnelier retenue pour la suite

La simulation du bouclier réduit naturellement les déplacements induits. Comme la variante de la modélisation du tunnelier sans bouclier simule le plus grand tassement et le plus grand déplacement horizontal en surface, elle est retenue pour les analyses suivantes.

La Figure 2.32 résume les paramètres numériques retenus pour la modélisation du tunnelier dans les simulations numériques réalisées par la suite et présentées dans les paragraphes suivants.

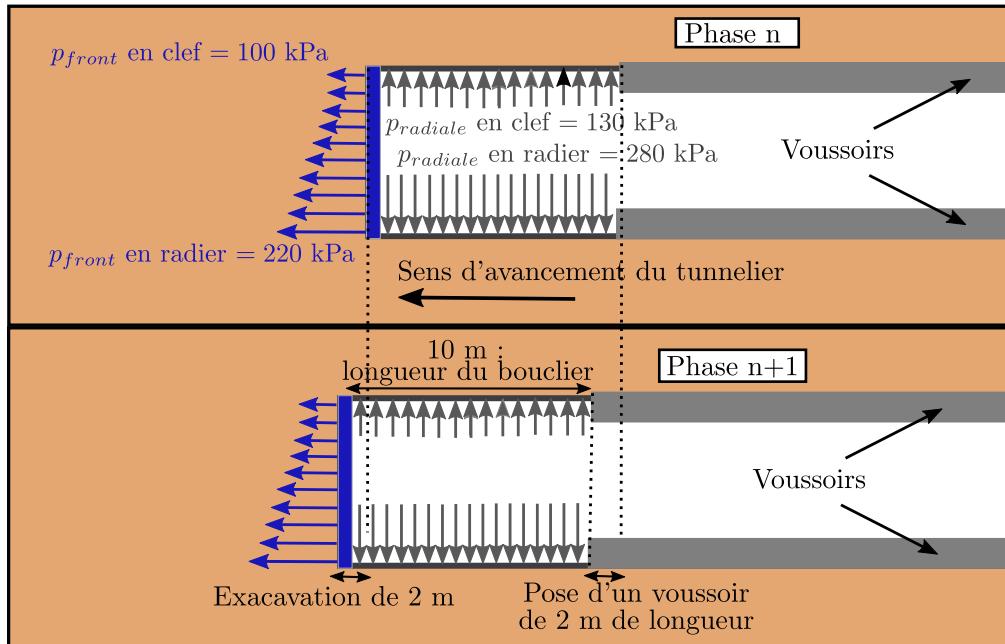


FIGURE 2.32 – Paramètres numériques de la modélisation du tunnelier

2.6.3 Effet de l'écrouissage déviatorique

Le paramètre M_0 intervient dans l'expression de l'écrouissage déviatorique et détermine le début de l'activation de ce mécanisme. Les Figures 2.33 et 2.34 montrent son influence respectivement sur la cuvette de tassements et sur le déplacement horizontal à 1 m de l'excavation.

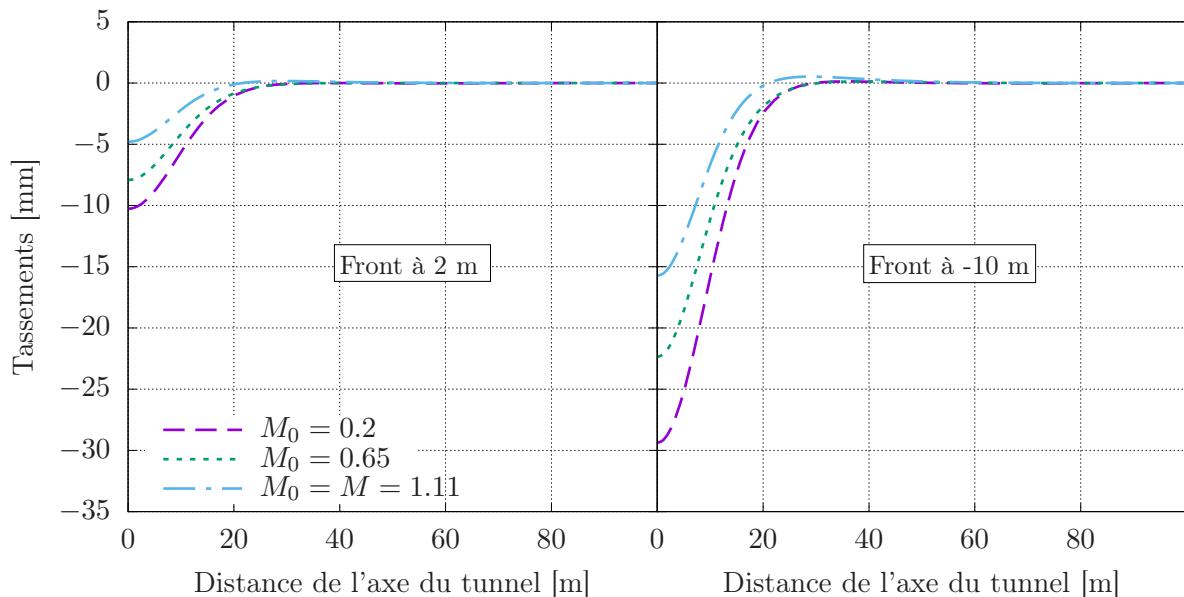


FIGURE 2.33 – Cuvettes de tassements après le creusement de 32 et 44 m respectivement

Après le passage du tunnelier, le déplacement horizontal simulé à 1 m du tunnel est complètement insensible au paramètre M_0 . En revanche, ce paramètre influence signifi-

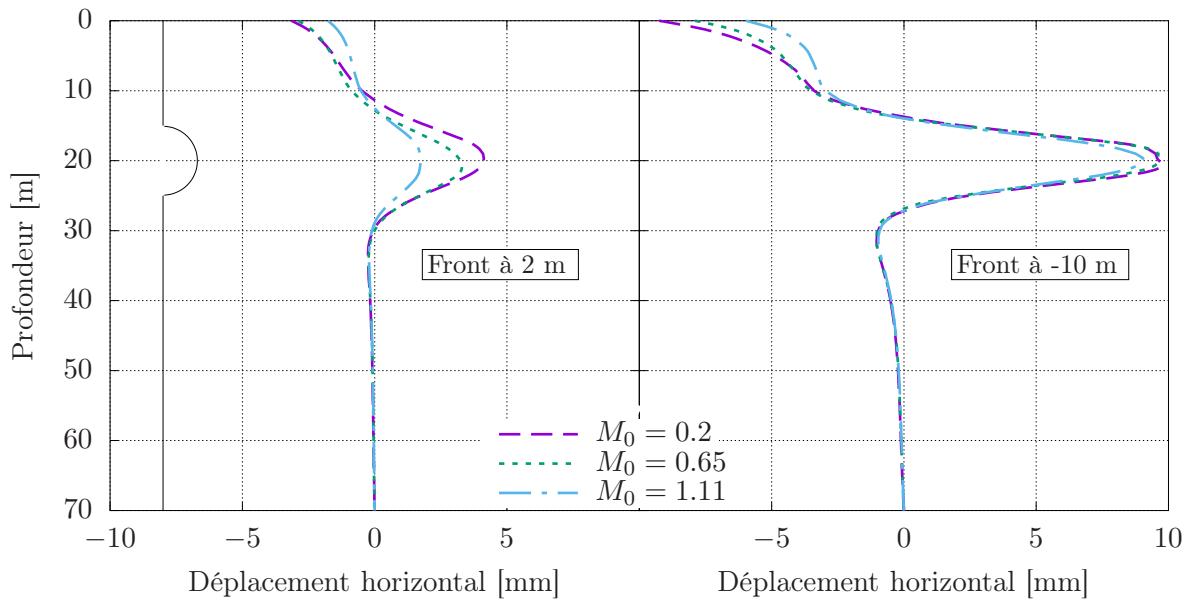


FIGURE 2.34 – Déplacements horizontaux à 1 m de la paroi du tunnel après le creusement de 32 et 44 m respectivement

cativement le tassement en surface avant et après le passage du tunnelier. Ce résultat confirme le constat que le mécanisme d'écrouissage déviatorique introduit augmente la profondeur de la cuvette de tassement sans augmenter le déplacement horizontal. Cette caractéristique est d'autant plus importante quand les simulations sont comparées à des mesures *in situ*. Le problème se pose en pratique dans la difficulté du calage de la cuvette de tassement sans surestimation des déplacements horizontaux comme pour le modèle HSM en particulier (J. P. Janin, 2012).

2.7 Synthèse sur les résultats des simulations numériques

Les conclusions principales de ces analyses sont :

- l'introduction du mécanisme d'écrouissage déviatorique avec le modèle de comportement proposé a permis de réaliser les simulations les plus sécuritaires avec un modèle intégrant l'état critique en simulant les cuvettes les plus profondes sans surestimation des déplacements horizontaux au niveau de l'excavation.
- Toutes choses égales par ailleurs, réduire le coefficient des terres au repos initial, engendre une augmentation des tassements en surface et une réduction des déplacements horizontaux.
- Si le logiciel de calcul utilisé ne permet pas de modéliser la conicité du bouclier, les simulations sans bouclier sont à privilégier au lieu de celles avec un bouclier droit ;
- le choix de la modélisation du tunnelier sans bouclier rigide représente l'option la plus sécuritaire. Elle permet de simuler la cuvette de tassements la plus profonde.

Toutes les simulations présentées jusqu'ici sont seulement mécaniques. L'effet de la prise en compte du couplage hydromécanique sera étudié dans la section suivante.

2.8 Simulation hydromécanique du creusement d'un tunnel

L'influence de la présence de l'eau est étudiée dans cette partie avec des simulations hydromécaniques après une description succincte de la théorie du couplage hydromécanique dans les milieux saturés.

2.8.1 Formulation du couplage hydromécanique

La prise en compte de l'effet de la présence d'un ou plusieurs fluides sur le comportement mécanique d'un matériau nécessite un couplage hydromécanique. Le concept de la contrainte effective associé à la théorie des milieux poreux offre un cadre pour la modélisation de ce couplage. La mécanique des milieux poreux stipule que le milieu poreux est la superposition d'une matrice solide composée de grains et d'espaces poreux occlus et un espace poreux constitué de vides connectés saturés par un ou plusieurs fluides comme l'illustre la Figure 2.35.

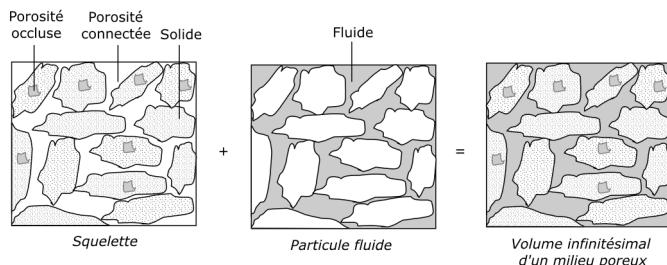


FIGURE 2.35 – Schéma d'un milieu poreux comme la superposition d'un squelette et du fluide (Coussy, 2004)

Nous nous limitons dans ces analyses au cas des sols saturés en eau. L'étude de ces sols repose sur le principe de contraintes effectives introduit par Terzaghi en se basant sur la théorie de consolidation unidimensionnelle et en supposant que les grains solides et les fluides sont incompressibles. Cette définition a été généralisée à la consolidation tridimensionnelle par Biot (1941). La contrainte effective $\underline{\sigma}$ qui contrôle la déformation du solide est ainsi définie par Biot selon l'équation suivante en fonction du tenseur de contraintes totales $\underline{\sigma}_T$.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_T + bu\underline{I} \quad (2.2)$$

où u est la pression de pore et b est le coefficient de Biot qui caractérise la capacité de l'eau à transmettre les contraintes au squelette par l'intermédiaire de la pression interstitielle qui s'exerce sur la surface des grains. On rappelle que la convention de signes choisie est celle de la mécanique des milieux continus où les contraintes sont négatives en

compression.

Le coefficient de Biot est défini par :

$$b = 1 - \frac{K_d}{K_s} \quad (2.3)$$

où K_d et K_s sont respectivement les coefficients de compressibilité du squelette et des grains solides. La contrainte effective de Terzaghi est retrouvée pour $b = 1$ si les grains sont supposés incompressibles par rapport au squelette. Le coefficient de compressibilité drainé du squelette peut être défini à partir des caractéristiques élastiques du milieu :

$$K_d = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.4)$$

Un problème hydromécanique est alors défini par quatre variables :

- Partie mécanique :
 - Tenseur des contraintes totales de Cauchy : $\underline{\underline{\sigma}}_T$
 - Tenseur des déformations totales : $\underline{\underline{\varepsilon}}$
- Partie hydraulique :
 - Pression de pore : u
 - Débit ou vitesse du fluide : \vec{q}

On parle de couplage faible quand les équations de l'hydraulique sont résolues indépendamment de l'historique des contraintes et des déformations. C'est un couplage dans le sens où la pression de pore agit sur le squelette. Pour un couplage fort, les équations régissant les problèmes mécanique et hydraulique sont résolues simultanément. Dans ce cas, les contraintes dépendent de la pression de pores qui elle-même dépend de l'historique des contraintes et des déformations.

Du point de vue hydraulique, la loi de conservation de la masse pour un fluide peu compressible est donnée par l'Équation 2.5.

$$b \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}_v + \frac{1}{M_b} \dot{u} + \operatorname{div} \vec{q} = 0 \quad (2.5)$$

où M_b est le module de Biot qui caractérise la capacité du milieu à emmagasiner du fluide ; $M_b = \frac{1}{n_0 C_f}$ avec n_0 la porosité initiale et C_f la compressibilité du fluide.

L'écoulement du fluide est gouverné par la loi de Darcy donnée par l'Équation 2.6.

$$\vec{q} = -\frac{\underline{\underline{k}}}{\mu} [\vec{\operatorname{grad}}(u) - \rho_f \vec{g}] \quad (2.6)$$

où $\underline{\underline{k}}$ est le tenseur de perméabilité intrinsèque, μ la viscosité dynamique du fluide, ρ_f sa densité et \vec{g} l'accélération de la pesanteur.

Lorsque le matériau est isotrope ($\underline{\underline{k}} = k \underline{\underline{1}}$) et lorsque la zone étudiée est homogène, (k , μ et ρ_f uniformes dans l'espace) et en posant $K = \frac{\rho_f g}{\mu} k$, on obtient l'équation classique de diffusion :

$$K \vec{\nabla}^2 u - \frac{\rho_f g}{M_b} \dot{u} = \rho_f g b \dot{\varepsilon}_v \quad (2.7)$$

où $\vec{\nabla}^2 = \partial_x^2 + \partial_y^2 + \partial_z^2$ désigne l'opérateur laplacien.

En mécanique des sols, on distingue deux modes extrêmes selon la perméabilité du milieu poreux :

— drainé ($K = \infty$) :

Dans le cas des sols très perméables, on parle de mode drainé où l'équation de diffusion se réduit à :

$$\vec{\nabla}^2 u = 0 \quad (2.8)$$

— non drainé ($K = 0$) :

On parle généralement de calcul non drainé, caractérisé par un débit nul, quand la perméabilité du milieu est très faible. Dans ce cas, l'équation de diffusion s'écrit :

$$\dot{u} = -b M_b \dot{\varepsilon}_v \quad (2.9)$$

La variation de la pression de pore devient dans ce cas directement liée à la variation de la déformation volumique totale.

Généralement, la formulation d'un problème hydromécanique nécessite de connaître trois types de paramètres :

- des paramètres mécaniques correspondant à la loi de comportement du squelette ;
- deux coefficients de couplage ; le coefficient de Biot b et le coefficient d'emmagasinement M_b ;
- et un paramètre hydraulique qui est la perméabilité.

2.8.2 Caractéristiques des simulations

Le modèle du tunnel présenté dans la section précédente a été repris pour réaliser des simulations hydromécaniques avec différentes perméabilités. Des conductivités hydrauliques K de 10^{-5} , 10^{-7} et 10^{-12} m/s ont été respectivement choisies pour représenter une forte perméabilité, une perméabilité modérée et une faible perméabilité. Les calculs sont réalisés avec le formalisme de couplage offert par Plaxis 3D avec un coefficient de Biot égal à 1 et un coefficient d'emmagasinement égal à 1.22 GPa.

Le niveau de la nappe phréatique est considéré au niveau du terrain naturel. Les conditions aux limites hydrauliques sont traduites par un débit nul sur la longueur du tunnelier et au front de taille. Le soutènement est aussi supposé imperméable comme des voussoirs sont installés par le tunnelier et des injections comblent l'espace annulaire sur chantier.

Comme le temps est pris en compte comme un paramètre physique dans ces calculs couplés hydromécaniques, il fallait définir une vitesse d'avancement du tunnelier ou de creusement. En réalisant une analyse inverse sur un tunnel de métro du projet MRT creusé dans l'argile raide de Bangkok, Ochmanski (2016) a indiqué un taux d'avancement moyen

de 0.5 m/h suivi d'une phase de consolidation de 0.5 h. Comme nous réalisons des calculs couplés dans cette partie, la phase de consolidation n'est pas considérée en plus de la phase de creusement et d'installation des voussoirs. La phase de consolidation est généralement ajoutée dans le cas de calculs non drainés pour permettre la dissipation de la pression de pores au fur et à mesure de l'avancement du creusement. Le taux d'avancement retenu est donc égal à 1.0 m/h. Comme le pas d'avancement choisi dans cette analyse correspond à la longueur des voussoirs qui est égale à 2 m, la durée de chaque phase est de deux heures pour tous les calculs avec les différentes perméabilités.

L'état de contraintes initial correspond aux contraintes géostatiques calculées avec $K_0 = 0.53$ et l'état de la pression de pore initial correspond aux pressions hydrostatiques avec un niveau de la nappe en surface.

2.8.3 Résultats

Le temps de calcul global pour le creusement d'un linéaire de 44 m, sur une machine standard avec un processeur i7-6700 CPU et 16 Go de RAM, est donné par le Tableau 2.5 pour chacune des perméabilités choisies. On note que le temps de calcul augmente fortement quand la perméabilité diminue, il atteint environ 20h15min pour une faible perméabilité alors qu'il est d'environ 7h pour une forte perméabilité.

	Temps de calcul [s]
Forte perméabilité	73022
Perméabilité modérée	33781
Faible perméabilité	24548

TABLE 2.5 – Temps de calcul pour chacune des perméabilités considérées

La cuvette de tassement pour chaque valeur de perméabilité est présentée dans la Figure 2.36 avant et après le passage du tunnelier. Dans les deux cas, le plus grand tassement est retrouvé avec la plus faible perméabilité. Les calculs avec une très forte perméabilité donnent des résultats presque identiques aux calculs purement mécaniques présentés dans la partie précédente. Comme les courbes de tassements pour la perméabilité modérée et la faible perméabilité se rejoignent sur une partie de la cuvette, approximativement au delà de 10 m de l'axe du tunnel, la pentes des cuvettes de tassements sont données dans la Figure 2.37 pour mettre en exergue la différence des deux cas.

Les pentes de cuvettes de tassements avec une faible perméabilité et une perméabilité modérée sont similaires avant et après le passage du tunnelier. En revanche, avant le passage du tunnelier, la pente de la cuvette de tassements est deux fois plus grande dans le cas de faible perméabilité et environ 30% plus grande après le passage du tunnelier en comparaison avec les deux autres perméabilités.

L'influence de la perméabilité sur le tassement horizontal simulé à 1 m de la paroi du tunnel est donnée par la Figure 2.38. Le déplacement horizontal à perméabilité modérée diminue au niveau de l'excavation avant de changer de sens après le passage du tunnelier.

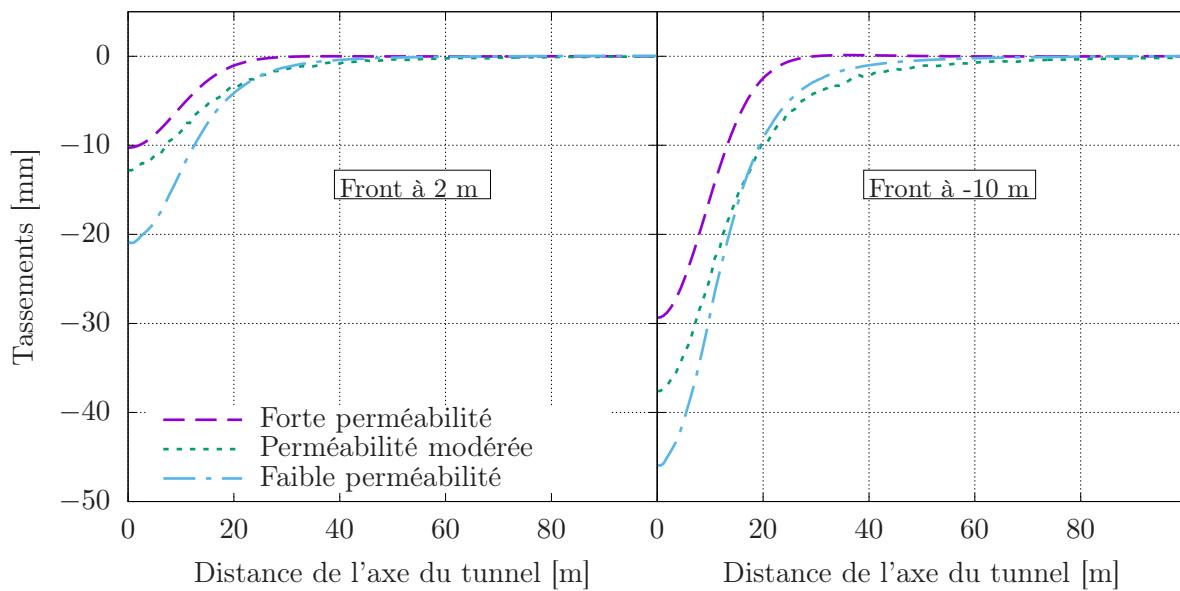


FIGURE 2.36 – Cuvettes de tassements après le creusement de 32 et 44 m respectivement

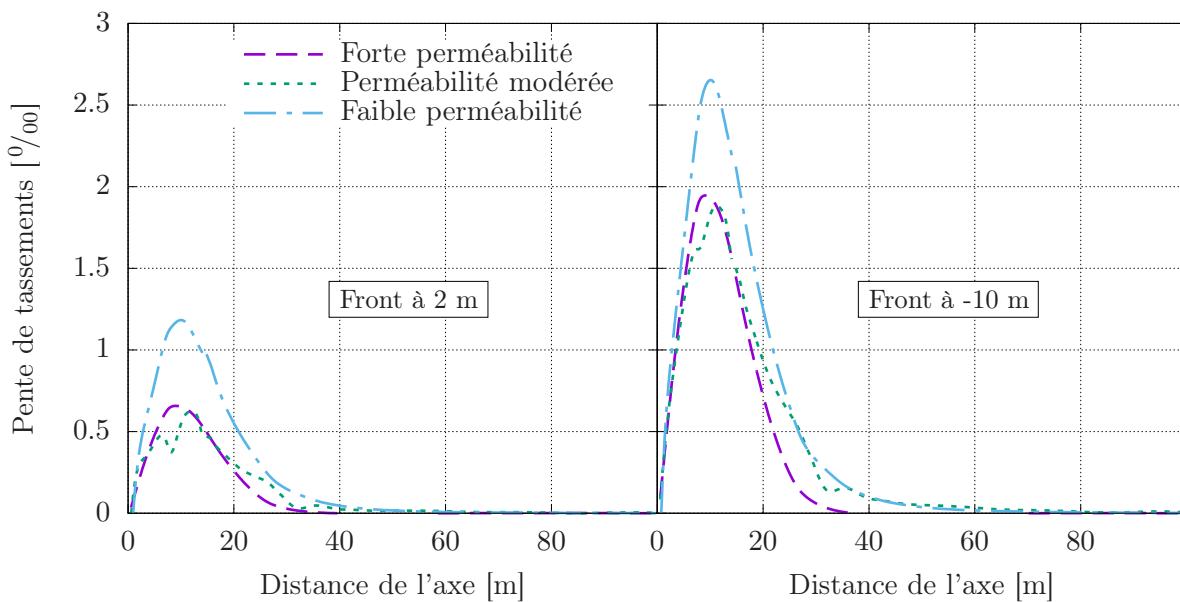


FIGURE 2.37 – Pentes des cuvettes de tassements après le creusement de 32 et 44 m respectivement

Dans le cas de faible perméabilité, le déplacement est dirigé vers l'excavation avant et après le passage du tunnelier au contraire du cas de forte perméabilité. L'influence du couplage hydromécanique sur la simulation du déplacement horizontal à une distance de l'excavation est plus importante que celle sur les cuvettes de tassements en surface.

La variation du sens du déplacement horizontal au niveau du tunnel peut être expliquée par la variation de la pression de pore en fonction de la perméabilité du terrain. La Figure 2.39 donne la distribution de la pression de pore dans une section au front du

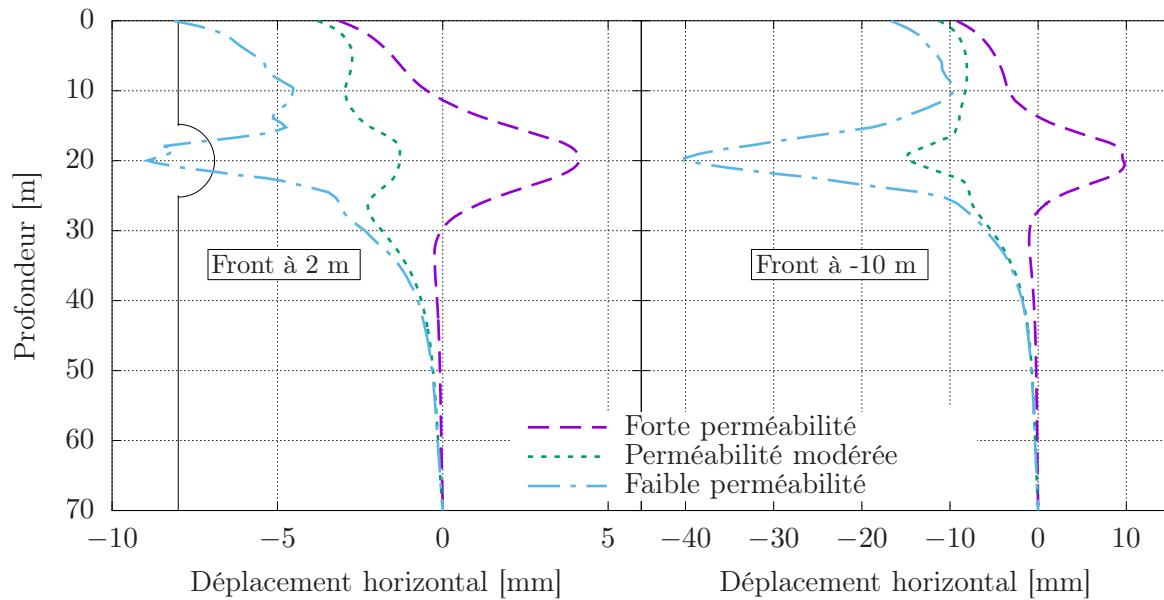


FIGURE 2.38 – Déplacements horizontaux à 1 m de la paroi du tunnel après le creusement de 32 et 44 m respectivement

tunnel pour une perméabilité modérée (10^{-7} m/s) et une faible perméabilité (10^{-12} m/s).

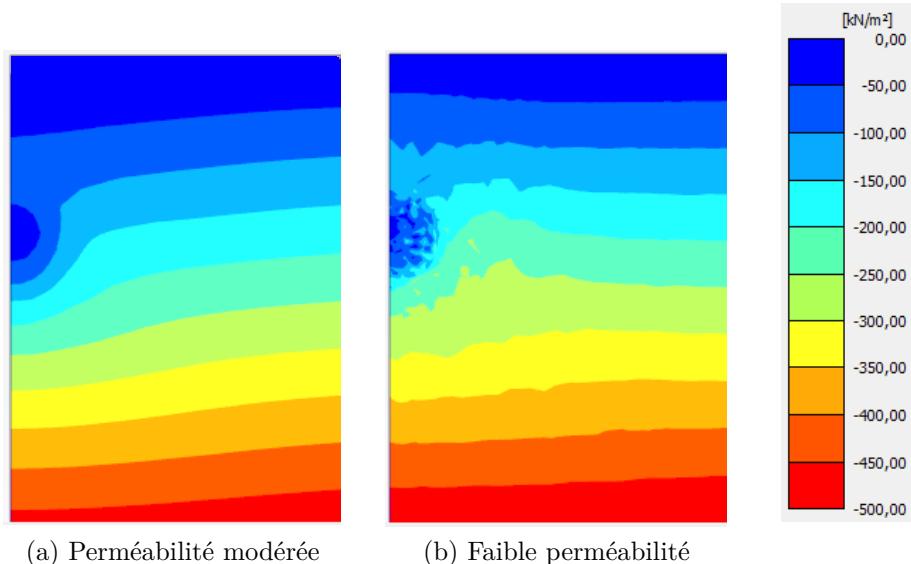


FIGURE 2.39 – Distribution de la pression de pore autour du tunnel pour deux perméabilités différentes

Dans le cas de la faible perméabilité, la pression de pore ne s'annule pas au front du tunnel au contraire du cas de la perméabilité modérée. La faible diminution de la pression de pore vers les reins du tunnel pourrait expliquer la différence des sens des déplacements horizontaux au niveau du tunnel.

2.8.4 Synthèse

L'importance de la prise en compte de la présence de la nappe dans le cas de faible perméabilité a été démontrée par des simulations hydromécaniques.

Cette analyse montre que l'influence de la présence de la nappe sur les déplacements induits par une excavation est fortement liée à la perméabilité du terrain pour une vitesse d'avancement du tunnelier fixée. Dans le cas de forte perméabilité, on retrouve les résultats du calcul drainé. Ceci est logique étant donné que les pressions d'eau générées restent négligeables dans ce cas. Le tassement maximal et la largeur de la cuvette augmentent quand la perméabilité diminue. Par ailleurs, les déplacements horizontaux peuvent changer de direction et une faible perméabilité induit un déplacement des reins du tunnel vers l'excavation.

2.9 Application à un tunnel du Grand Paris

Pour la prédition des déplacements induits par les futurs travaux de creusement, les paramètres du modèle de comportement du sol sont généralement déterminés à partir des essais de laboratoire classiques. Cependant, les essais réalisés ne sont pas toujours représentatifs du comportement du sol sous des sollicitations spécifiques comme celles engendrées par l'excavation de tunnels. L'étude de la réponse du sol à l'échelle de la structure demeure alors un outil plus fiable pour des projets sensibles et à grande envergure comme dans le cas des sections du Grand Paris traversant des argiles plastiques dans un environnement urbain dense. En préparation du prolongement de la ligne 11 du métro parisien, un puits et un tunnel d'essai ont été réalisés pour étudier la réponse des argiles vertes à grandeur réelle. Ils seront utilisés comme ouvrages d'accès durant le chantier de prolongement de la ligne 11 et serviront d'ouvrage de ventilation du tunnel en service.

Cette partie analyse les mesures *in situ* réalisées lors du creusement du tunnel et étudie l'influence du choix du modèle de comportement pour la simulation de la réponse des Argiles Vertes où le tunnel est creusé. Les données nous ont été fournies par Terrasol avec l'accord de la RATP (Maître d'Ouvrage). Une analyse inverse est réalisée pour reproduire les tassements mesurés avec les modèles HSM et SCSM.

2.9.1 Présentation du tunnel étudié

Le projet se situe sur le plateau de Romainville dans la commune des Lilas, au niveau d'une zone aménagée en jardin. La géologie au droit du projet a été identifiée à partir de sondages carottés où les terrains rencontrés à partir de la surface sont des remblais, les Limons de Plateau, le Calcaire de Brie, les Argiles Vertes, les Marnes de Pantin et les Marnes d'Argenteuil. Le niveau de la nappe est situé directement sous les Limons de Plateau. La section supérieure du tunnel est entièrement creusée dans les Argiles Vertes comme l'illustre la Figure 2.40a

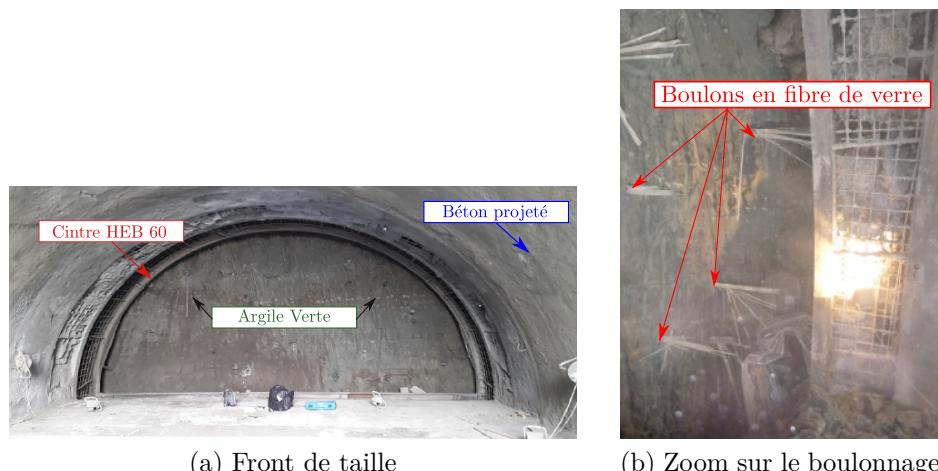


FIGURE 2.40 – Demi-section du tunnel creusé

Le tunnel a une longueur de 17 m et il a été réalisé en méthode conventionnelle avec un creusement par demi-section. Dans la première phase du chantier, seule la section supérieure, de 5 m de hauteur et 10 m de largeur a été excavée avec des pas d'avancement d'un mètre. Avant le début du creusement, des boulons en fibre de verre ont été installés pour renforcer le front de taille. La Figure 2.40b présente un zoom sur le boulonnage en fibre de verre au cours du creusement d'une section du tunnel. Au fur et à mesure de l'avancement du front du tunnel, un soutènement temporaire est mis en place. Il consiste en des cintres HEB 60 et 40 cm de béton projeté (BP).

Après les travaux de terrassement de la section supérieure, les travaux ont été arrêtés pendant trois mois avant l'installation du revêtement définitif en béton préfabriqué et l'excavation de la section inférieure. Les simulations et l'analyse inverse réalisées se focalisent sur la première étape, avant l'installation du revêtement définitif, dont nous disposons des mesures.

Le dispositif d'auscultation mis en place pour le suivi des déplacements induits par le creusement comprenait :

- des théodolites automatisés pour un suivi topographique continu des tassements en surface,
- des inclinomètres et extensomètres dans des forages jusqu'à 20 m de profondeur à partir de la surface,
- un extensomètre au front du tunnel de 24 m de long installé avant le début de l'excavation,
- des jauge de contraintes sur deux cintres et des profils de convergence du tunnel.

Après le creusement du puits et l'installation du pré-soutènement, les déplacements ont été mis à zéro. Les déformations mesurées sur les cintres étaient très faibles à cause d'une mesure tardive de la référence des déplacements. Les tassements enregistrés par le suivi topographique étaient cohérents avec les tassements déterminés à partir des extensomètres (Curti, Stützl, & Coppalle, 2018). Dans le but d'éliminer l'effet du puits pour cette étude, les cibles de déplacements retenues sont celles situées vers la deuxième partie du tunnel (à environ 10 m du puits). Les mesures des tassements en surface et des déplacements horizontaux sont comparées aux résultats des simulations après la présentation du modèle numérique.

2.9.2 Modèle numérique

Une modélisation 3D de la section étudiée a été réalisée en utilisant le logiciel Plaxis 3D. La géologie réelle a été modélisée comme l'illustre la Figure 2.41 qui donne l'épaisseur de chaque couche. Comme le tunnel est symétrique, seule sa moitié est modélisée pour optimiser les temps de calculs. Un modèle de 120 m de longueur et 50 m de largeur a été retenu. Le maillage est raffiné autour du tunnel avec un total de 241171 nœuds pour 170010 éléments tétraédriques à 10 nœuds.

Le boulonnage de front est modélisé par des éléments "Embedded Beams" dans Plaxis avec une limite de traction de 26 kN/m déterminée par des essais d'arrachement réalisés

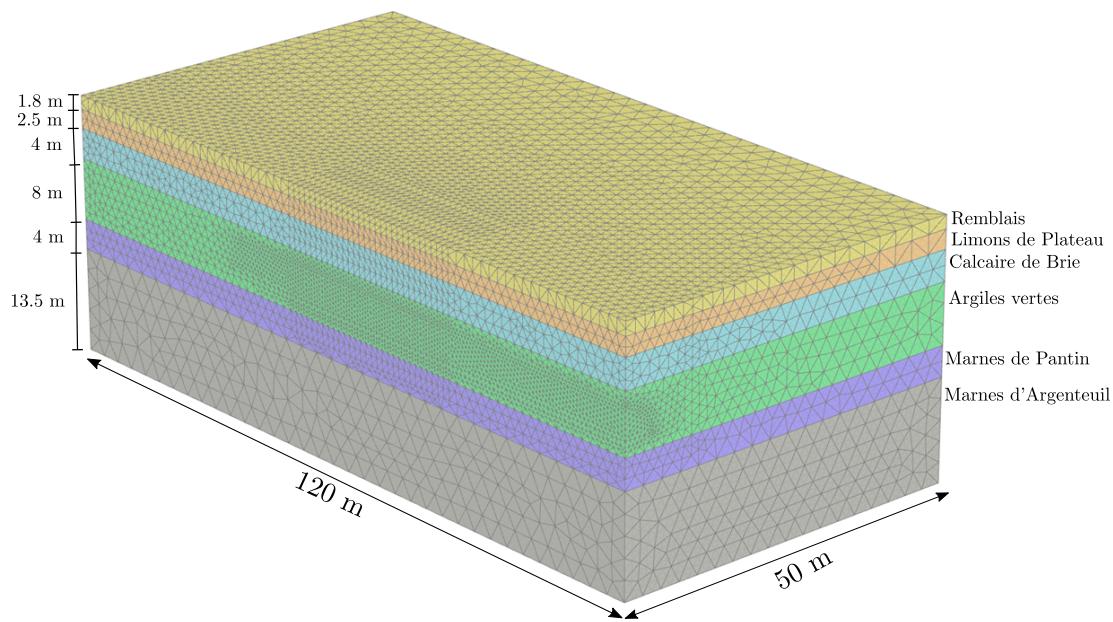


FIGURE 2.41 – Maillage et dimensions du modèle 3D avec les différentes couches géologiques

in situ. Leur module de Young est de 40 GPa. La Figure 2.42 montre la disposition des boulons au front.

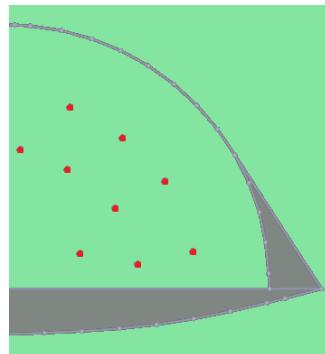


FIGURE 2.42 – Configuration du boulonnage du front (boulons en rouge)

Le soutènement est modélisé par une plaque équivalente homogénéisée (Cintre HEB 160 + BP de 40 cm) au niveau des voûtes et des reins et une plaque ne simulant que les cintres au niveau des pattes et du radier. Le béton projeté est simulé en éléments volumiques avec un modèle élastique linéaire de module de Young $E = 10$ GPa. La Figure 2.43 illustre ces différentes parties du soutènement. La partie en bleu représente la plaque homogénéisée au niveau des voûtes et des reins, les volumes de béton au niveau des pattes et du radier sont montrés en rouge et la plaque simulant les cintres au niveau du radier en jaune. Les paramètres du soutènement sont regroupés dans le Tableau 2.6.

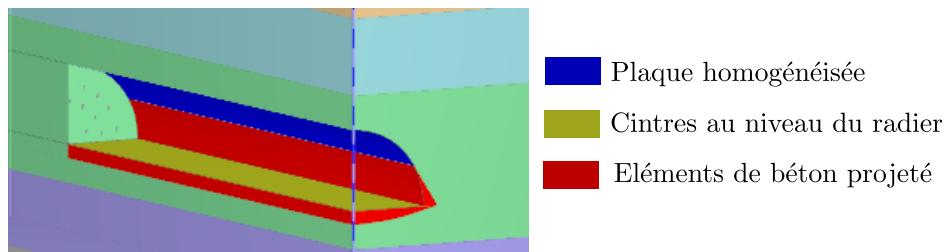


FIGURE 2.43 – Différentes parties du soutènement

Soutènement	Section [m ²]	Épaisseur [m]	E [GPa]	I [m ⁴]
Boulons	7.24 e - 3	–	40	2.49 e - 5
Plaque homogénéisée	19	0.3	5	0
Cintres	6.53 e - 3	–	210	1.25 e - 7

TABLE 2.6 – Paramètres du soutènement

Modèles de comportement du sol

La réponse des Argiles Vertes a été simulée avec le modèle SCSM et le modèle HSM. Toutes les autres couches du terrain ont été modélisées avec le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb parce qu'il n'y avait pas assez de données pour définir les paramètres d'une autre loi de comportement. Selon le rapport géotechnique, les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sont donnés dans le Tableau 2.7.

Couche	γ [kN/m ³]	ν	E [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	K_0	k [m/s]
Remblais	19	0.3	5	0	25	0.5	1.e-4
Limons de Plateau	20	0.3	20	15	28	0.5	1.e-4
Calcaire de Brie	18	0.3	15	10	30	0.5	4.e-5
Marnes de Pantin	18	0.3	120	14	25	0.6	1.e-6
Marnes d'Argenteuil	18	0.3	52	18	23	0.7	1.e-9

TABLE 2.7 – Paramètres géotechniques des différentes couches du sol

Ce tunnel avait fait l'objet d'une analyse inverse avec le modèle HSM (J. Janin, Beausier, Le Bissonnais, Gérardin, & Charbonneau, 2019) où la modélisation des Argiles Vertes en conditions non drainées a permis de s'approcher au mieux des mesures de déplacements enregistrées. Cependant, les paramètres de rigidité du modèle de comportement du sol qui permettaient de reproduire les mesures *in situ* ne correspondaient pas à des paramètres issus des essais de laboratoire. Pour la reproduction des mesures *in situ*, J. Janin et al. (2019) ont donné les paramètres résumés dans le Tableau 2.8 pour la simulation de la réponse des Argiles Vertes avec le modèle HSM.

La détermination des paramètres du modèle SCSM pour les argiles vertes a été faite comme suit. La pente de la droite de consolidation normale κ et celle de la décharge

ν	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	m	c [kPa]	ϕ [°]	K_0	k [m/s]
0.2	5	5	30	0	13	22	0.63	$1.e - 8$

TABLE 2.8 – Paramètres du modèle HSM pour l’argile verte

ont été respectivement déterminées à partir des indices de gonflement $C_s = 0.035$ et de compressibilité $C_c = 0.263$ identifiés à partir des courbes de compressibilité données par les essais oedométriques réalisés (Gérardin & Maatoug, 2015) selon les formules suivantes : $\kappa = C_s/2.3$ et $\lambda = C_c/2.3$. La pente de la droite de l’état critique M a été déterminée à partir de l’angle de frottement ϕ à partir de l’équation $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$. Pour un angle de frottement de 22° on retrouve $M = 0.84$.

Les autres paramètres du modèle SCSM, donnés dans le Tableau 2.9, ont été déterminés à partir du calage d’un essai triaxial simulé par le modèle HSM avec les paramètres donnés dans le Tableau 2.8.

ν	κ	λ	M	M_0	M_∞	a	n
0.3	0.015	0.114	0.84	0.2	0.94	0.005	2

TABLE 2.9 – Paramètres du modèle SCSM pour l’argile verte

La Figure 2.44 donne la réponse des deux modèles HSM et SCSM à un essai triaxial non drainé avec une pression de confinement de 200 kPa.

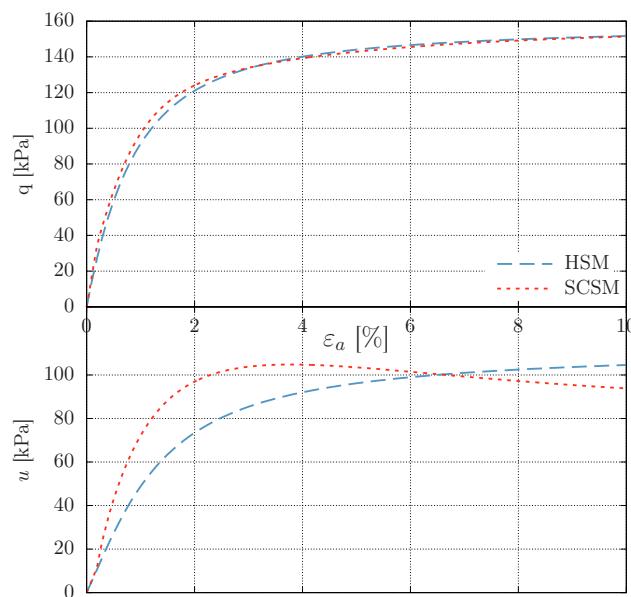
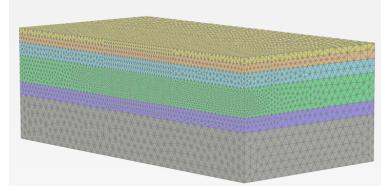


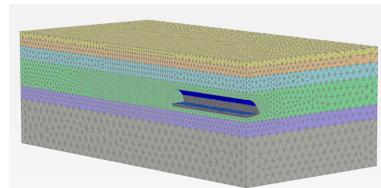
FIGURE 2.44 – Simulation d’un essai triaxial non drainé avec les deux modèles de comportement

Phasage des calculs

Phase 1 : Initialisation de l'état de contraintes selon la procédure K_0

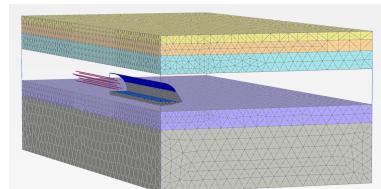


Phase 2 : Creusement de 30 m et installation des soutènements (HEB 60 + béton projeté) sur cette longueur pour s'éloigner de la frontière



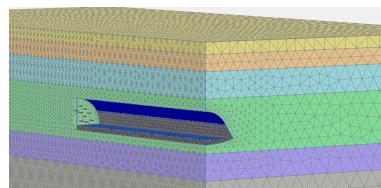
Les déplacements sont réinitialisés après cette étape

Phase 3 : Activation des boulons de front sur une longueur de 17 m



Les déplacements sont réinitialisés après cette étape

Phase 4 : Désactivation du sol et du boulonnage de front sur une longueur d'un mètre



Phases 5 à 21 : Simulation du creusement du tunnel sur 16 m de long avec un pas d'avancement d'un mètre

- Désactivation du sol et du boulonnage sur un tronçon d'un mètre
 - Activation du cintre et du béton projeté sur la section précédente (à 1 m du front)
-

TABLE 2.10 – Phasage de la simulation du creusement du tunnel

Le phasage de la simulation du creusement est détaillé dans le Tableau 2.10. Pour s'éloigner de la frontière et éliminer les effets de bord, un tronçon de 30 m a été excavé en une seule phase et les soutènements ont été activés. Le boulonnage de front a été activé dans une étape suivante avant de réinitialiser les déplacements. Le creusement du tunnel a ensuite été simulé avec des passes d'un mètre de long chacune.

Les simulations du creusement du tunnel ont été réalisées en contraintes effectives avec une condition non drainée pour les couches d'Argiles Vertes et des Marnes d'Argenteuil qui ont une faible perméabilité. Les résultats de ces calculs sont présentés et analysés dans la partie suivante.

2.9.3 Résultats

Les déplacements induits par le creusement du tunnel sont analysés en comparaison avec les mesures *in situ*. Les cuvettes de tassements simulées par les deux modèles de comportement sont données dans la Figure 2.45 à la même section au passage du front et à la fin de l'excavation.

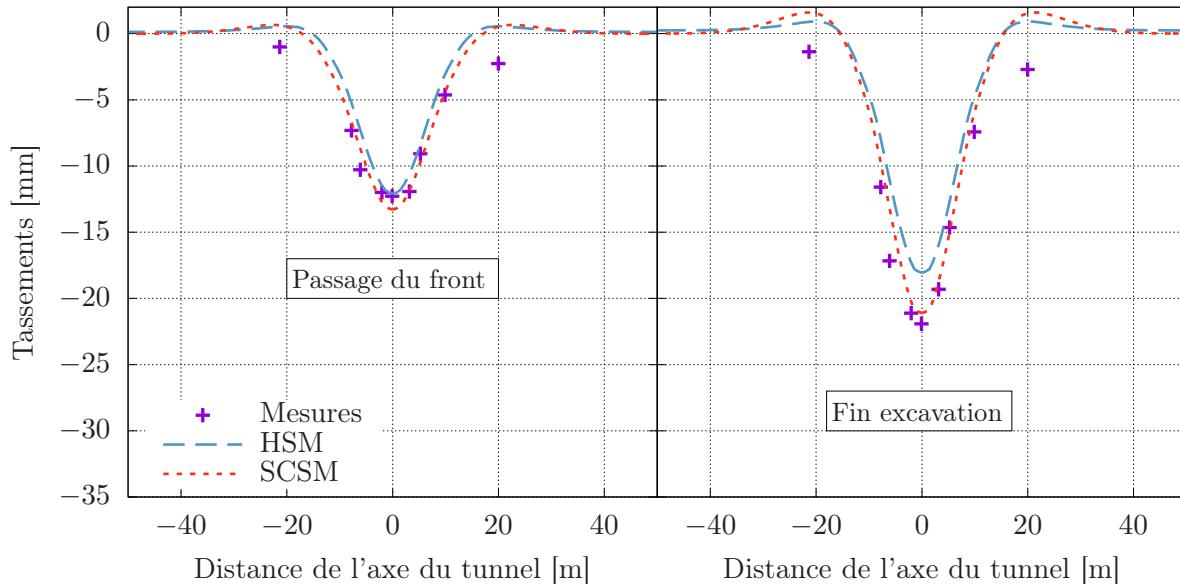


FIGURE 2.45 – Comparaison des tassements mesurés et simulés avec les deux modèles de comportement

La reproduction de la cuvette de tassements juste après le passage du front est satisfaisante et presque équivalente avec les deux modèles de comportement. A la fin de l'excavation, le modèle SCSM reproduit bien la valeur du tassement maximal en surface. En revanche, le modèle HSM le sous estime d'environ 15%. Le soulèvement observé en surface doit être dû à l'utilisation du modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb pour la simulation du comportement des couches de sol au dessus du tunnel. Cependant, l'utilisation d'un autre modèle de comportement n'est pas justifiée dans ce cas en l'absence d'une caractérisation plus précise des remblais en surface.

2.9. Application à un tunnel du Grand Paris

Les simulations numériques permettent de reproduire également les déplacements horizontaux de manière satisfaisante comme l'illustre la Figure 2.46.

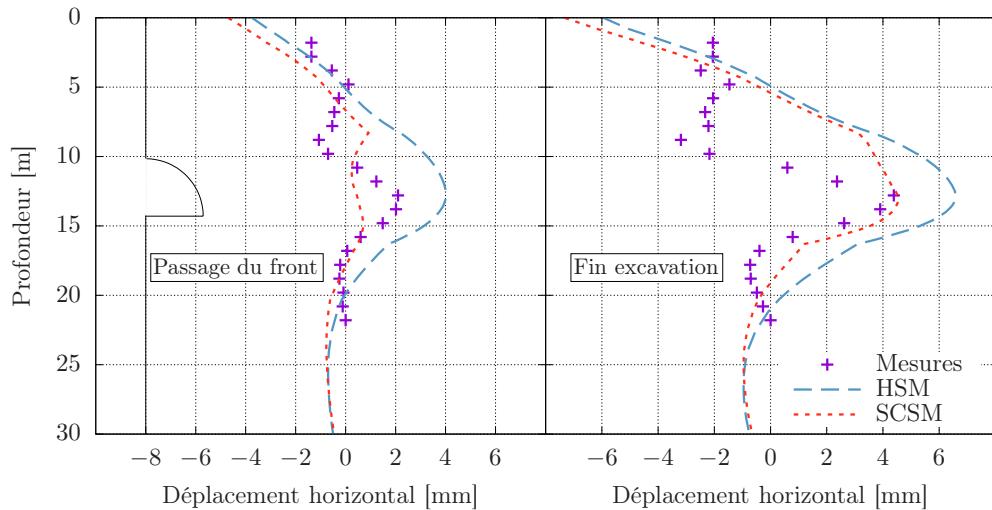


FIGURE 2.46 – Comparaison des déplacements horizontaux simulés et mesurés par l'inclinomètre

Au passage du front, le modèle HSM surestime le déplacement horizontal maximum d'environ 50% tandis que le modèle SCSM le sous-estime de 30%. A la fin de l'excavation, le modèle SCSM donne une bonne estimation du déplacement horizontal maximum au niveau du tunnel tandis que le modèle HSM le surestime d'environ 40%.

Pour mieux comprendre la différence des résultats des deux modèles de comportement, le chemin de contraintes induit autour du tunnel est analysé. La Figure 2.47 donne les chemins de contraintes induits en trois points autour du tunnel avec les deux modèles de comportement. Le modèle SCSM induit un chargement principalement en cisaillement pour tous les points au contraire du modèle HSM. Ceci peut être expliqué par l'activation du mécanisme d'écrouissage déviatorique dans le nouveau modèle.

Les distributions de la contrainte moyenne et du déviateur autour du tunnel à la fin du creusement sont illustrées respectivement par les Figures 2.48 et 2.49. Comme le montrait la Figure 2.47, la variation de la pression moyenne est plus significative avec le modèle HSM tandis que la variation du déviateur est plus importante avec le modèle SCSM.

Les deux modèles de comportement ont une réponse équivalente en termes de contraintes-déformations pour un essai triaxial non drainé (voir Figure 2.44) mais ils induisent des chemins de contraintes différents autour du tunnel. Pour mieux comprendre la différence des chemins de contraintes induits, la réponse des deux modèles de comportement à un essai de cisaillement pur est donnée sur la Figure 2.50.

Les réponses en contrainte-déformation des deux modèles ne sont pas très différentes mais le modèle HSM simule une déformation volumique nulle dans le cas d'un cisaillement pur au contraire du modèle SCSM. L'activation du mécanisme d'écrouissage déviatorique

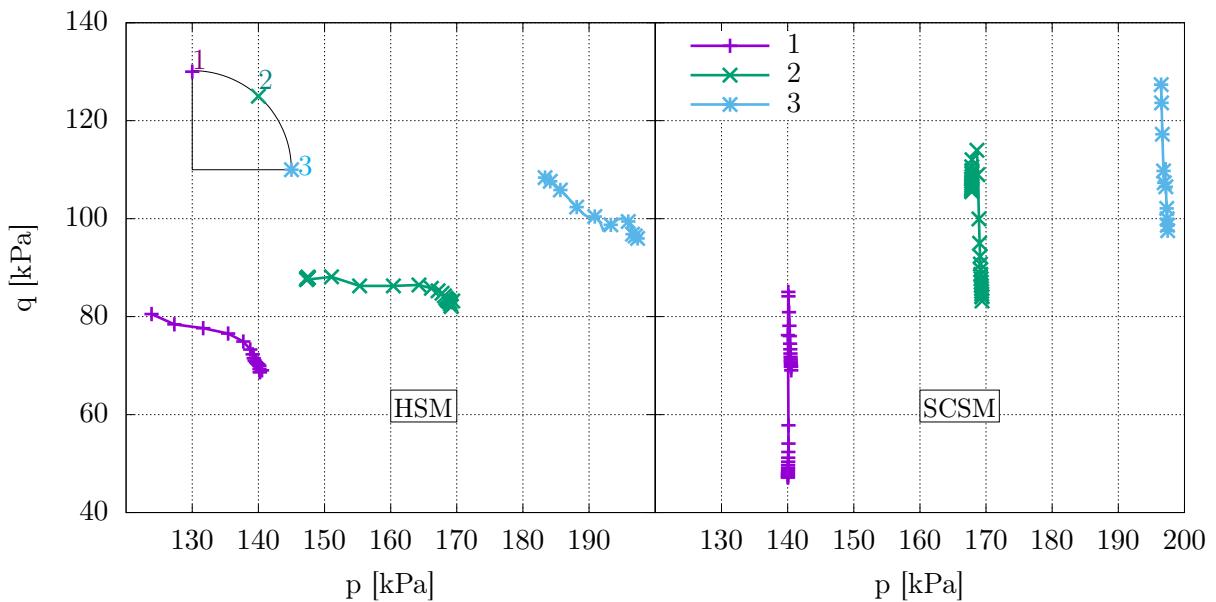


FIGURE 2.47 – Chemins de contraintes autour du tunnel au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation

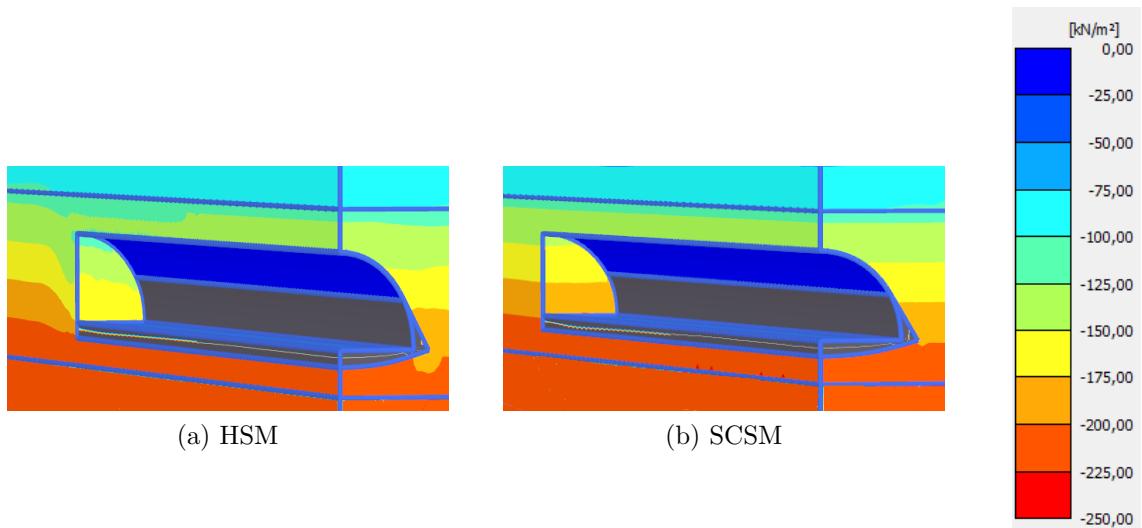


FIGURE 2.48 – Distribution de la pression moyenne effective autour du tunnel à la fin du creusement

dans ce dernier modèle pourrait alors expliquer la différence des résultats à l'échelle du tunnel.

Dans le cas idéal, une caractérisation du sol au laboratoire devrait être suffisante pour bien reproduire les mesures de déplacements induits sur chantier. Cependant, les essais ne sont pas toujours représentatifs et ne reproduisent pas le chemin de chargement subi par le sol autour d'une excavation. Ce constat est confirmé par les analyses inverses publiées dans la littérature qui reproduisent les mesures de déplacements avec un recalage des paramètres du sol (Fournier & Rigaud, 2016 ; J. Janin et al., 2019 ; Zhao et al., 2015b).

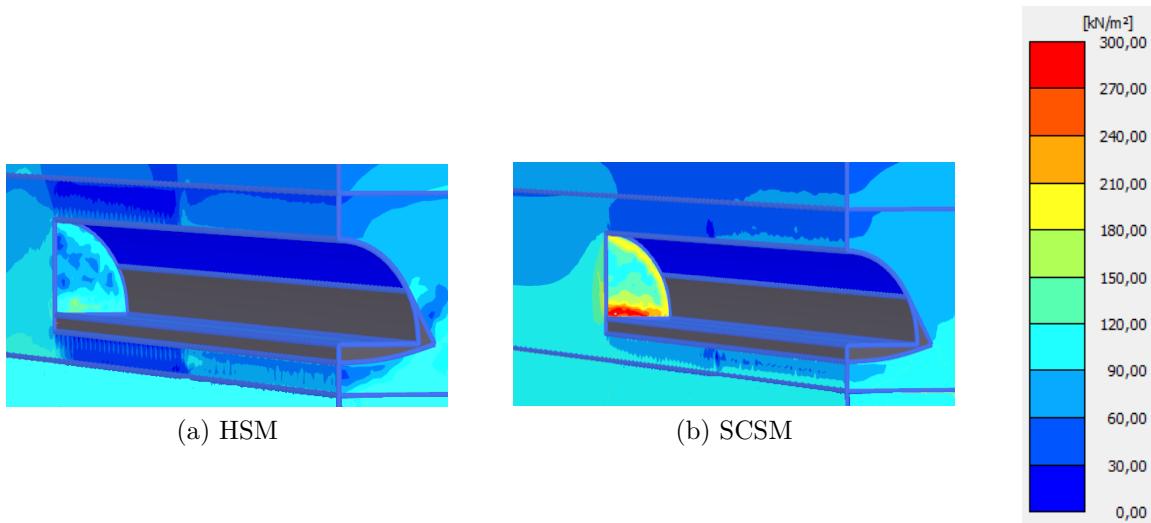


FIGURE 2.49 – Distribution du déviateur autour du tunnel à la fin du creusement

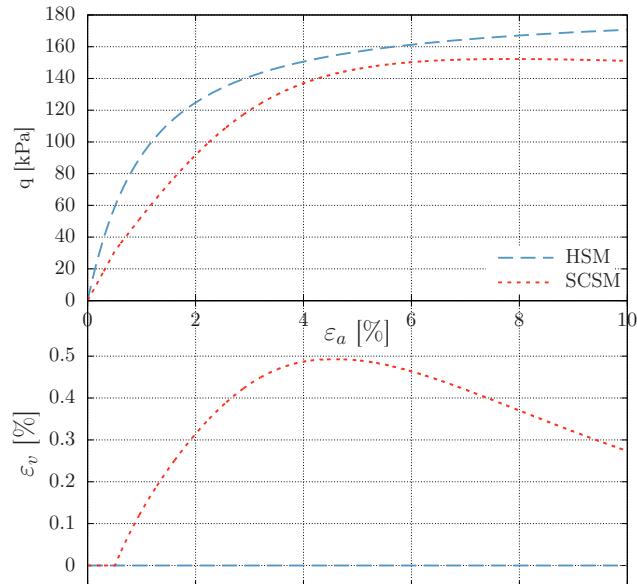


FIGURE 2.50 – Simulation d'un essai de cisaillement pur avec les deux modèles de comportement

Un modèle de comportement qui mobilise le cisaillement du sol et l'utilisation d'essais de laboratoires à chemins de contraintes contrôlés permettrait de s'affranchir de cette pratique et donnerait la possibilité de mieux simuler les déplacements induits à l'avance.

Les résultats présentés jusqu'ici proviennent de calculs en contraintes effectives en conditions non drainées pour les couches les moins perméables. Pour vérifier cette hypothèse, des calculs hydromécaniques ont été réalisés en prenant en compte le temps d'avancement réel du chantier qui était en moyenne d'un mètre par jour. Les temps de

calcul avec couplage sont plus longs et atteignent 98 heures pour le creusement des 12 premiers mètres du tunnel au lieu de 72 heures pour le creusement du tunnel complet sans couplage. La convergence nécessitait l'utilisation du solveur direct (Pardiso) dans Plaxis au lieu du solveur itératif (Picos). Les cuvettes de tassement simulées avec un calcul non drainé et en considérant un couplage hydromécanique sont comparées dans la Figure 2.51 pour la section étudiée au passage du tunnelier.

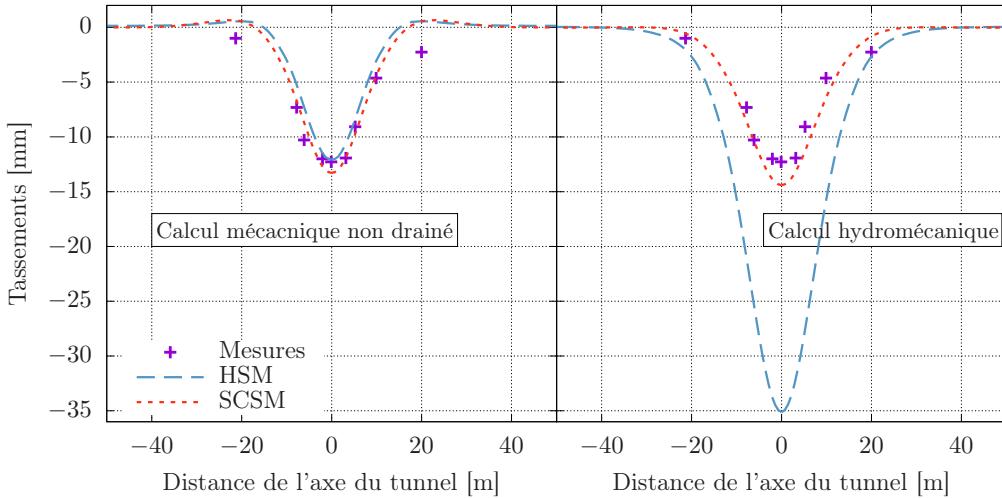


FIGURE 2.51 – Comparaison des tassements simulés en conditions non drainées et avec un calcul hydromécanique

La cuvette obtenue avec un calcul hydromécanique ne présente pas de soulèvement en surface et reproduit bien les mesures avec une légère surestimation du tassement maximal d'environ 8% avec le modèle SCSM. En revanche, le modèle HSM surestime le tassement maximal d'environ deux fois et demie avec un couplage hydromécanique.

L'apport du couplage hydromécanique est aussi analysé à travers la comparaison des déplacements horizontaux présentée dans la Figure 2.52.

Le déplacement horizontal simulé en considérant le couplage hydromécanique est dans le sens contraire des mesures au niveau du tunnel avec le modèle SCSM. Cette tendance de changement du sens du déplacement horizontal a déjà été relevée et discutée dans la partie 2.8.3. Par ailleurs, en considérant le couplage hydromécanique, le déplacement horizontal simulé avec le modèle HSM est dans le même sens des mesures à la profondeur de l'excavation mais environ 6 fois plus grand en surface. Les paramètres choisis pour un calcul non drainé avec le modèle HSM ne seraient donc pas adaptés pour un calcul considérant le couplage hydromécanique pour la reproduction des mesures de déplacements induits par le creusement d'un tunnel.

Nous pouvons conclure que l'approximation du calcul en conditions non drainées est valide avec le modèle SCSM. Cette approximation offre une bonne alternative de la reproduction des déplacements induits dans des argiles peu perméables tout en réduisant significativement les temps de calcul.

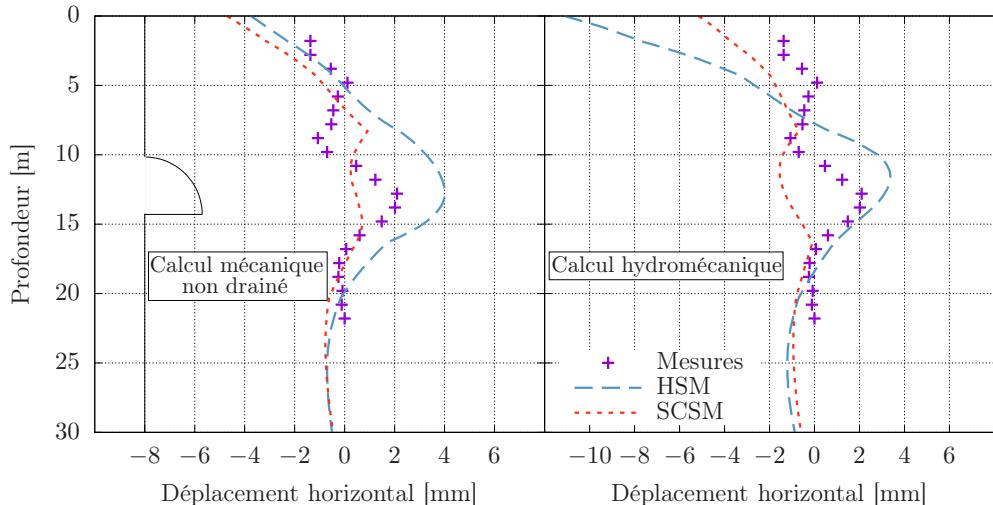


FIGURE 2.52 – Comparaison des déplacements horizontaux simulés en conditions non drainées et avec un calcul hydromécanique

2.10 Conclusions

Une section fictive mais représentative des tunnels que l'on peut rencontrer dans une argile surconsolidée a été utilisée pour étudier l'influence de différents paramètres sur la simulations des déplacements induits par une excavation. Des simulations 2D et 3D, mécaniques et hydromécaniques, ont été réalisées en utilisant les trois modèles de comportement MCC, SCSM et HSM.

Les résultats de simulation du creusement de tunnel en 2D ont permis de mettre en avant l'apport du mécanisme d'écrouissage déviatorique du modèle SCSM par rapport aux modèles MCC et HSM. Le modèle proposé présente une alternative sécuritaire de l'intégration de l'état critique dans un modèle de comportement pour la simulation du creusement de tunnels. En effet, les modèles MCC et HSM simulent une résistance plus faible que celle simulée par le modèle SCSM pour des essais triaxiaux, mais les plus grands déplacements induits par le creusement d'un tunnel sont simulés par le modèle SCSM jusqu'à un taux de déconfinement de 0.6. Ces simulations ont aussi montré qu'un état de contraintes initial anisotrope (avec $K_0 \neq 1$) induit des tassements plus importants et des déplacements horizontaux plus faibles en comparaison avec un état de contraintes initial isotrope quelque soit le modèle de comportement du sol utilisé. Le choix du modèle SCSM demeure sécuritaire par rapport aux modèles MCC et HSM même dans le cas du sol normalement consolidé à cause de l'activation du mécanisme d'écrouissage déviatorique.

Trois variantes de modélisation du tunnelier ont été analysées à travers des simulations 3D. La conclusion principale est que le choix de modélisation du tunnelier avec une pression équivalente simulant la présence du bouclier est sécuritaire et peut être facilement mise en place quelque soit le logiciel utilisé. Les simulations 3D ont aussi été utilisées pour montrer une caractéristique importante du mécanisme d'écrouissage déviatorique du modèle SCSM. L'activation précoce de ce mécanisme avec le choix d'un paramètre M_0 plus petit permet de simuler des tassements plus importants sans augmenter la valeur

du déplacement horizontal maximal. Cette caractéristique peut être très utile en pratique pour la reproduction des mesures *in situ* où les autres modèles de comportement induisent une surestimation des déplacements horizontaux (Mašín & Herle, June 2005). L'influence de la prise en compte du couplage hydromécanique a aussi été étudiée par des simulations 3D. Toutes choses égales par ailleurs, les déplacements induits par le creusement d'un tunnel augmentent avec la diminution de la perméabilité du terrain. Une autre conclusion importante de ces résultats est que le déplacement horizontal au niveau du tunnel dépend fortement en amplitude et en direction de la perméabilité du terrain et non seulement de la technique de creusement utilisée.

Finalement, la validation de l'utilisation du modèle SCSM avec des mesures *in situ* a été réalisée à travers une section d'essai d'un tunnel du Grand Paris dans les Argiles Vertes. Les performances des deux modèles de comportement HSM et SCSM ont été comparées. Les calculs ont montré que le calage des paramètres des deux modèles sur des essais triaxiaux n'est pas adapté pour la reproduction des mesures à l'échelle de la structure dans cette argile. Deux explications possibles peuvent être données à cette défaillance. D'une part les résultats des essais ne sont peut être pas représentatifs de la réponse des Argiles Vertes à cause des conditions de carottage ou de réalisation des essais. D'autre part, les chemins de contraintes subis par le sol autour du tunnel s'éloignent des chemins de contraintes appliqués dans les essais triaxiaux classiques. La réalisation d'essais triaxiaux avec des chemins de contraintes contrôlés pour l'identification des paramètres des modèles de comportement pourrait aider à améliorer la qualité des simulations à l'échelle de la structure.

La reproduction des mesures de déplacements a été faite avec une double identification des paramètres du modèle SCSM en se basant sur les essais de laboratoire et sur le calage du modèle HSM publié pour cette étude. Avec cette approche, le modèle SCSM a permis de reproduire les tassements en surface de manière satisfaisante au passage du front et à la fin de l'excavation sans surestimation du déplacement horizontal maximal au niveau du tunnel au contraire du modèle HSM.

Par ailleurs, la comparaison des résultats du calcul mécanique en condition non drainée avec ceux du couplage hydromécanique a permis de valider cette simplification qui réduit les temps de calcul.

Conclusion et perspectives

L'évaluation de l'impact des tunnels en milieu urbain est un problème complexe qui dépend de plusieurs composantes comme la nature des terrains, la géométrie de l'ouvrage et les conditions initiales. Les méthodes empiriques ne sont plus suffisantes pour une estimation satisfaisante des déplacements induits par le creusement de tunnels peu profonds et la réalisation des simulations numériques s'impose. La qualité de ces simulations est gouvernée par différents paramètres dont l'influence est parfois imbriquée et d'une importance variable.

Pour améliorer la qualité des simulations numériques du creusement de tunnels nous avons choisi de nous focaliser dans cette thèse sur le choix du modèle de comportement du sol. Ce choix n'était pas seulement motivé par notre intérêt à la mécanique des sols mais surtout par l'utilisation, en pratique, de modèles de comportement de sol qui ne reproduisent pas la réponse du sol à l'échelle des essais de laboratoire de manière satisfaisante et qui n'intègrent pas les principales caractéristiques du comportement du sol à l'échelle de la structure. En particulier, les modèles de comportement utilisés dans le projet du Grand Paris n'incluent pas la théorie de l'état critique et la dilatance du sol. Il existe un vaste choix de modèles de comportement dont seulement un nombre limité est utilisé en pratique par les ingénieurs. Nous avions alors le souci de proposer un modèle de comportement, à la base des modèles existants, qui soit simple à utiliser et à intégrer dans un code de calcul en éléments finis commercialisé tout en reproduisant les principales caractéristiques du comportement du sol.

La complexité des modèles proposés dans la littérature et leur multitude a rendu notre tâche difficile. Le choix des mécanismes à intégrer dans le modèle s'est basé sur les résultats expérimentaux des essais de laboratoire et sur la nature des sollicitations induites autour d'un tunnel. Dans ce sens, nous avons réalisé des essais à chemins de contraintes contrôlés à pression moyenne constante. D'une part, la réalisation des essais nous a permis de mettre en évidence l'importance du mécanisme d'écrouissage déviatorique dans un modèle de comportement et de présenter une approche d'ajustement des paramètres des modèles de comportement sur des chemins de contraintes similaires à ceux subis par le sol à l'échelle de la structure. D'autre part, nous étions confrontés aux limites des essais de laboratoire sur lesquels nous revenons en perspectives. Les essais réalisés présentent une non-linéarité de la décharge qui n'a pas pu être correctement simulée.

Un algorithme a été proposé pour l'implémentation du modèle proposé dans des codes de calcul en éléments finis. Dans ce travail, il a été implémenté dans Viplef et Plaxis 2D et 3D pour la réalisation des simulations à l'échelle de la structure.

Les résultats de simulation du creusement d'un tunnel avec trois modèles de comportement du sol différents et pour différents états de contraintes initiaux et degrés de

consolidation ont permis de mettre en avant l'apport du mécanisme d'écrouissage dévia-
toire qui rend l'intégration de l'état critique et de la dilatance sécuritaires. De plus,
la simulation du creusement d'un tunnel avec un couplage hydromécanique a permis de
valider l'utilisation du modèle proposé dans différentes conditions. Il a été ensuite validé
avec des mesures in-situ sur une section d'un tunnel d'accès dans des Argiles Vertes dans
le cadre du projet du Grand Paris. La comparaison des déplacements mesurés avec ceux
induits par les modèles HSM et SCSM a confirmé la capacité de notre modèle à reproduire
de manière satisfaisante en même temps les tassements en surface et les déplacements ho-
rizontaux au niveau du tunnel au fur et à mesure de l'avancement du creusement. La
critique qui peut être adressée à cette analyse inverse est que les paramètres des modèles
de comportement calés sur les essais triaxiaux ne permettaient pas de reproduire les me-
sures in-situ. Cependant, les essais triaxiaux classiques ne reproduisent pas le chargement
subi par le sol autour du tunnel. La réalisation d'essais de laboratoire reproduisant des
chemins de contraintes similaires à ceux induits autour d'une excavation permettrait de
réduire l'écart entre les paramètres pour la simulation des essais et ceux pour la modéli-
sation à l'échelle de la structure.

D'autres aspects du choix du modèle de comportement pour la simulation du creu-
sement de tunnels restent à développer et méritent d'être abordés dans la continuité de
cette thèse.

Le creusement de tunnels dans des argiles peu perméables peut générer une augmen-
tation de la pression de pore et sa dissipation peut induire des déplacements différenciés.
Dans ce sens, il faudrait valider l'utilisation du modèle de comportement proposé pour la
reproduction des déplacements à long terme. Par ailleurs, nous notons que toutes les simu-
lations réalisées dans ce travail adoptent l'hypothèse des déformations infinitésimales. Une
validation du modèle en grandes déformations serait intéressante en utilisant une dérivée
objective comme la dérivée de Jaumann. Cette validation présente un intérêt pour simuler
la rupture à l'échelle de l'échantillon quand les déformations ne sont plus homogènes et
dépassent un seuil d'admissibilité de l'hypothèse des petites déformations. Son intérêt à
l'échelle de la structure est à étudier.

L'amélioration de la simulation de la non linéarité de la décharge nécessite la réalisa-
tion d'une autre campagne d'essais de laboratoires classiques et à chemin de contraintes
contrôlé avec des décharges à différents niveaux de déformations. Les résultats de ces es-
sais serviraient à intégrer un autre mécanisme dans le modèle proposé pour parfaire sa
réponse en décharge. Pour la réalisation d'autres essais à chemins de contraintes contrôlés,
le dispositif expérimental dédié à la mécanique des sols dans le laboratoire du Centre de
Géosciences et initié dans cette thèse a besoin d'être complété par deux nouvelles cellules
triaxiales. Cela permettrait de réaliser des essais triaxiaux, classiques et à chemins de
contraintes contrôlés, en parallèle. Les perspectives scientifiques les plus fondamentales
concernent le développement des dispositifs de mesures des déformations. En particulier,
la mesure des déformations volumiques à l'échelle des échantillons à partir du volume
d'eau sortant dans un essai drainé doit faire l'objet d'améliorations. Il faudrait tester,
par exemple, l'intégration de capteurs de déformation latérale dans une cellule triaxiale
ou l'utilisation de jauge de déformation radiale. Une mesure plus précise de la déforma-
tion volumique à l'échelle du laboratoire permettrait une meilleure caractérisation de la
dilatance du sol pour un dimensionnement optimisé des ouvrages souterrains.

Références

- Abaqus. (2016). *Abaqus analysis user's guide*. Abaqus Inc.
- Abbo, A. J., & Sloan, S. W. (1996). An automatic load stepping algorithm with error control. *International Journal For Numerical Methods In Engineering*, 39, 1737-1759.
- Addenbrooke, T. I., Potts, D. M., & Puzrin, A. M. (1997). The influence of pre-failure stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693-712.
- AFP. (2019). <https://france3-regions.francetvinfo.fr/paris-ile-de-france/paris/grand-paris/grand-paris-express-casse-tete-construction-future-station-defense-1673139.html>. (En ligne, consulté le 12 juillet 2019)
- Ahmed, M., & Iskander, M. (2012). Evaluation of tunnel face stability by transparent soil models. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 27(1), 101-110.
- Aksoy, C., & Onargan, T. (2010). The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages. *Tunnelling and underground space technology*, 25(5), 553-559.
- Amorosi, A., Boldini, D., & Germano, V. (2008). Implicit integration of a mixed isotropic kinematic hardening plasticity model for structured clays. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 32(10), 1173-1203.
- A. W. Bishop, D. J. H. (1957). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold Publishers.
- Barla, G. (2004). Discussion on the full face method. *Felsbau*, 4, 26-30.
- Bernaud, D., De Buhan, P., & Maghous, S. (1995). Calcul numérique des tunnels boulonnés par une méthode d'homogénéisation. *Revue française de géotechnique*(73), 53-65.
- Bilham, R. (1993). Borehole inclinometer monument for millimeter horizontal geodetic control accuracy. *Geophysical research letters*, 20(20), 2159-2162.
- Bilotta, E., Paolillo, A., Russo, G., & Aversa, S. (2017). Displacements induced by tunnelling under a historical building. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 61, 221-232.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 155-164.
- Bitetti, B., Mandolini, A., Van Tol, A. F., Broere, W., & Brinkgreve, R. (2012). On the effects of line 6 tunnel excavation in naples. In *Proceedings of the 7th int symp on geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (pp. 1019-1026).
- Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17, 81-118.
- Blom, C. (2002). *Design philosophy of segmented linings for tunnels in soft soils* (Thèse

- de doctorat). Delft University of Technology, the Netherlands.
- Boldini, D., Losacco, N., Bertolin, S., & Amorosi, A. (2018). Finite element modelling of tunnelling-induced displacements on framed structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 80, 222–231.
- Briaud, J.-L. (2013). Soil constitutive models. In *Geotechnical engineering : unsaturated and saturated soils* (p. 345-369). John Wiley & Sons.
- Brinkgreve, R. B. J. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. (Thèse de doctorat).
- Carranza-Torres, C. (2003). Dimensionless graphical representation of the exact elasto-plastic solution of a circular tunnel in a mohr-coulomb material subject to uniform far-field stresses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36, 237-253.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the hoek-brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15, 187-213.
- Caudron, M., Al Heib, M., Hor, B., & Emeriault, F. (2012). The ground movement simulator : An interesting facility for the study of the behavior of buildings submitted to ground subsidence. In *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (pp. 507–512). CRC Press.
- Celestino, T., Gomes, R., & Bortolucci, A. (2000). Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment. *Tunnelling and underground space technology*, 15(1), 97–100.
- Chakraborty, T., Salgado, R., & Loukidis, D. (2013). A two-surface plasticity model for clay. *Computers and Geotechnics*, 49, 170–190.
- Chambon, P., & Corte, J.-F. (1994). Shallow tunnels in cohesionless soil : stability of tunnel face. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(7), 1148–1165.
- Chen, J. (2017). A monotonic bounding surface critical state model for clays. *Acta Geotechnica*, 12, 225-230.
- Chen, R.-P., Zhu, S., Hong, P.-Y., Cheng, W., & Cui, Y.-J. (2019). A two-surface plasticity model for cyclic behavior of saturated clay. *Acta Geotechnica*, 14(2), 279–293.
- Chheng, C., & Likitlersuang, S. (2018). Underground excavation behaviour in bangkok using three-dimensional finite element method. *Computers and Geotechnics*, 95, 68-81.
- C. Ma, X. D. A. Z., D. Lu. (2017). Developing a 3d elastoplastic constitutive model for soils : A new approach based on characteristic stress. *Computers and Geotechnics*, 86, 129-140.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture (essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture).
- Coussy, O. (2004). *Poromechanics*. John Wiley & Sons.
- Crossrail. (2019). <http://www.crossrail.co.uk/>. (En ligne, consulté le 28 février 2019)
- Curtil, S., Stützl, B., & Coppalle, C. (2018). Puits et galerie d'essais calmette (ligne11) : efficience du jet grouting et du boulonnage de front dans les argiles vertes. In *Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, champs-sur-marne*.
- Dafalias, Y. F. (1981). The concept and application of the bounding surface in plasticity theory. In *Physical non-linearities in structural analysis* (pp. 56–63). Springer.
- Dafalias, Y. F. (1986). Bounding surface plasticity. i : Mathematical foundation and

- hypoplasticity. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(9), 966–987.
- Dafalias, Y. F., Manzari, M. T., & Papadimitriou, A. G. (2006). Saniclay : simple anisotropic clay plasticity model. *International Journal For Numerical and Analytical Methods In Geomechanics*, 30, 1231-1257.
- Dafalias, Y. F., & Taiebat, M. (2013). Anatomy of rotational hardening in clay plasticity. *Géotechnique*, 63, 1406-1418.
- DAO, L. Q. (2015). *Etude du comportement anisotrope de l'argile de boom* (Thèse de doctorat). Ecole des Ponts ParisTech.
- Darve, F., & Labanneh, S. (1982). Incremental constitutive law for sands and clays : simulations of monotonic and cyclic tests. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 6(2), 243–275.
- De Farias, M. M., Junior, A. H. M., & De Assis, A. P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the natm : 3-d numerical simulations. *Tunnelling and underground space technology*, 19(3), 283–293.
- Delage, P., Le, T. T., Tang, A.-M., Cui, Y.-J., & Li, X.-L. (2008). Suction effects in deep boom clay block samples. *arXiv preprint arXiv :0801.2105*.
- Delage, P., Sultan, N., & Cui, Y.-J. (2012). On the thermal consolidation of boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 343-354.
- Dias, D., & Kastner, R. (2013). Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields—analysis of monitoring and numerical modeling results. *Engineering Geology*, 152(1), 17–25.
- Do, N.-A., Dias, D., & Oreste, P. (2015). 3d numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground. *Environmental Earth Sciences*, 73(5), 2101–2113.
- Do, N.-A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2014). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 42, 40–51.
- Doherty, J., & Wood, D. M. (2013). An extended mohr-coulomb (emc) model for predicting the settlement of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 63(8), 661.
- Dong, W., & Anagnostou, G. (2014). The effect of constitutive modelling on estimates of the short-term response of squeezing ground to tunnel excavation. In *14th international conference of the international association for computer methods and advances in geomechanics (14iacmag)* (pp. 225–230).
- Drucker, D. C. (1957). Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity. *Trans. ASCE*, 122, 338–346.
- Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics*, 10(2), 157–165.
- Ehrbar, H. (2009, april). *General report on conventional tunnelling method* (Rapport technique). German Tunnelling Committee (ITA-AITES).
- El-Ashmawy, K. L. (2014). Accuracy, time cost and terrain independence comparisons of levelling techniques. *Geodesy and Cartography*, 40(3), 133–141.
- Fabris, C., Schweiger, H., & Tschuchnigg, F. (2018). Fe-analysis of anchor pull out tests using advanced constitutive models. In *Numerical methods in geotechnical engineering ix, volume 1 : Proceedings of the 9th european conference on numerical methods in geotechnical engineering (numge 2018), june 25-27, 2018, porto, portugal* (p. 125).

- Fargnoli, V., Gragnano, C., Boldini, D., & Amorosi, A. (2015). 3d numerical modelling of soil-structure interaction during epb tunnelling. *Géotechnique*, 65(1), 23–37.
- Ferroviaire. (2019). <http://transportparis.canalblog.com/pages/ligne-14—de-la-desaturation-de-la-ligne-13-au-grand-paris/27704722.html>. (En ligne, consulté le 12 juillet 2019)
- Fournier, L., & Rigaud, E. (2016). Pinchat tunnel : Back analyses used to optimise support structures. *Tunnels et espace souterrain*, 266, 43–57.
- Franzius, J., & Potts, D. (2005). Influence of mesh geometry on three-dimensional finite-element analysis of tunnel excavation. *International Journal of Geomechanics*, 5(3), 256–266.
- Franzius, J. N., Potts, D. M., & Burland, J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and k_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, 55, 189–199.
- Galli, G., Grimaldi, A., & Leonardi, A. (2004). Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. *Computers and Geotechnics*, 31(3), 171–183.
- Garnier, J. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 3, 1–23.
- Gasparre, A. (2005). *Advanced laboratory characterization of london clay* (Thèse de doctorat). Imperial College London.
- Gens, A., & Potts, D. (1988). Critical state models in computational geomechanics. *Engineering Computations*, 5(3), 178–197.
- Gilleron, N. (2016). Use of the hardening soil model for urban tunnels design. In *25th european young geotechnical engineers conference, sibiu, romania*.
- Gilleron, N., & Bourgeois, E. (2016). Influence of deviatoric stress dependent stiffness on settlement trough width in 2d and 3d finite element modelling of tunnelling.
- Giroud, J., & Cordary, D. (1976). Prévision du tassement initial et du tassement différé des fondations superficielles. In *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics* (Vol. 135, pp. 105–135).
- Gonzalez, N., Rouainia, M., Arroyo, M., & Gens, A. (2012). Analysis of tunnel excavation in london clay incorporating soil structure. *Géotechnique*, 62(12), 1095.
- Gérardin, C., & Maatoug, I. (2015). *Métro11 - puits d'essai calmette. cahier b : Mémoire de synthèse géotechnique* (Rapport technique). RATP.
- Greuell, E. (1993). *Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation* (Thèse de doctorat). Ecole Polytechnique.
- Guedes de Melo, R. E., & Santos Pereira, C. (2000). *The role of k_0 value in numerical analysis of shallow tunnels*.
- Han, S., Cho, H., Kim, S., Jung, J., & Heo, J. (2012). Automated and efficient method for extraction of tunnel cross sections using terrestrial laser scanned data. *Journal of computing in civil engineering*, 27(3), 274–281.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils : design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm7).
- Harris, D., & Franzius, J. (2005). Settlement assessment of running tunnels—a generic approach. In *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground : Proceedings of the 5th international symposium tc28. amsterdam, the netherlands*,

- 15-17 june 2005 (p. 225).
- Hattab, M., & Hicher, P.-Y. (2004). Dilating behaviour of overconsolidated clay. *Soils and Foundations*, 44(4), 27–40.
- Herle, I., & Kolymbas, D. (2004). Hypoplasticity for soils with low friction angles. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 365–373.
- Herrenknecht News Release. (2011). *Russia confirms order for largest TBM ever.* <https://www.tunneltalk.com/Mega-TBMs-Aug11-Herrenknecht-signs-order-for-the-largest-TBM-ever.php>. (En ligne, consulté le 14 décembre 2018)
- Hicher, P.-Y., & Shao, J.-F. (2008). Constitutive modeling of soils and rocks. In (chap. 2). Wiley Online Library.
- Hisatake, M., & Ohno, S. (2008). Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), 120–127.
- Hong, P., Pereira, J.-M., Tang, A., & Cui, Y. (2016). A two-surface plasticity model for stiff clay. *Acta Geotechnica*, 11(4), 871–885.
- Houlsby, G. (1991). How the dilatancy of soils affects their behaviour.
- Hounyevou Klotoe, M. (2017). *Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds* (Thèse de doctorat). Université Paris-Est.
- Huang, W.-X., Wu, W., Sun, D.-A., & Sloan, S. (2006). A simple hypoplastic model for normally consolidated clay. *Acta Geotechnica*, 1(1), 15–27.
- Hujeux, J. (1985). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie parasismique*, 287–302.
- Hvorslev, M. J. (1961). *Physical components of the shear strength of saturated clays.* (Rapport technique). Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg Ms.
- Idinger, G., Aklik, P., Wu, W., & Borja, R. I. (2011). Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. *Acta Geotechnica*, 6(2), 105–117.
- Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and foundations*, 33(1), 182–191.
- Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. J., Hagiwara, T., & Sugiyama, T. (2004). Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations*, 44, 49–56.
- Janin, J., Beaussier, A., Le Bissonnais, H., Gérardin, C., & Charbonneau, T. (2019). 3d numerical back-analysis on an experimental conventional tunnel in paris sanoisian “green” clay. In *Tunnels and underground cities : Engineering and innovation meet archaeology, architecture and art* (pp. 5692–5701).
- Janin, J. P. (2012). *Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie)* (Thèse de doctorat). INSA de Lyon.
- Janin, J. P., Dias, D., Emeriault, F., Kastner, R., Le Bissonnais, H., & Guilloux, A. (2015). Numerical back-analysis of the southern toulon tunnel measurements : A comparison of 3d and 2d approaches. *Engineering Geology*, 195, 42–52.
- Jockovic, S., & Vukicevic, M. (2017). Bounding surface model for overconsolidated clays with new state parameter formulation of hardening rule. *Computers and Geotechnics*, 83, 16–29.

- Juneja, A., Hegde, A., Lee, F., & Yeo, C. (2010). Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 377–381.
- Kamata, H., & Mashimo, H. (2003). Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(2-3), 205–212.
- Karakus, M., & R. J. Fowell, R. J. (2004). An insight into the new austrian tunnelling method (natm). In *Rockmec 2004-viith regional rock mechanics symposium, sivas, türkiye*.
- Karakus, M. (2007). Appraising the methods accounting for 3d tunnelling effects in 2d plane strain fe analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, 47-56.
- Katti, D. R., Matar, M. I., Katti, K. S., & Amarasinghe, P. M. (2009). Multiscale modeling of swelling clays : A computational and experimental approach. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 13(4), 243–255.
- Kavvadas, M. J. (2005). Monitoring ground deformation in tunnelling : current practice in transportation tunnels. *Engineering Geology*, 79(1-2), 93–113.
- Kitchah, F., & Benmebarek, S. (2016). Finite difference analysis of an advance core pre-reinforcement system for toulon's south tube. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(5), 703–713.
- Klar, A., Dromy, I., & Linker, R. (2014). Monitoring tunneling induced ground displacements using distributed fiber-optic sensing. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 40, 141–150.
- Kolymbas, D. (1991a). Computer-aided design of constitutive laws. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15(8), 593–604.
- Kolymbas, D. (1991b). An outline of hypoplasticity. *Archive of applied mechanics*, 61(3), 143–151.
- Kondner, R., & Zelasko, J. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. In *Proceedings of the 2nd pan american conference on soil mechanics and foundation engineering, brazil*.
- Labalais, Y., Andre, D., Dubois, P., Guillaume, J., Pantet, A., & Chapeau, C. (1995). Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, 132.
- Lagioia, R., & Potts, D. M. (1988). A new versatile expression for yield and plastic potential surfaces. *Computers and Geotechnics*, 5, 178-197.
- Lambrughi, A., Rodríguez, L. M., & Castellanza, R. (2012). Development and validation of a 3d numerical model for tbm-epb mechanised excavations. *Computers and Geotechnics*, 40, 97–113.
- Lanier, J., Di Prisco, C., & Nova, R. (1991). Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'hostun. *Revue Française de Géotechnique*(57), 59–74.
- Lavasan, A. A., Zhao, C., Barciaga, T., Schaufler, A., Steeb, H., & Schanz, T. (2018). Numerical investigation of tunneling in saturated soil : the role of construction and operation periods. *Acta Geotechnica*, 1–21.
- Leca, E. (1997). Développement d'outils de calcul pour le dimensionnement des tunnels creusés en terrains meubles. thèse d'habilitation à diriger des recherches.
- Leca, E. (2000). Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains*, 147.

- Ledesma Villalba, A., & Alonso Pérez de Agreda, E. (2017). Protecting sensitive constructions from tunnelling : the case of world heritage buildings in barcelona. *Géotechnique*, 67(10), 914–925.
- Lee, C., Wu, B., Chen, H., & Chiang, K. (2006). Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(2), 119–132.
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Suwansawat, S., Wanatowski, D., Oh, E., & Balasubramaniam, A. (2014). Simplified finite-element modelling for tunnelling-induced settlements. *Geotechnical Research*, 1, 133-152.
- Liu, M., & Carter, J. (2002). A structured cam clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1313-1332.
- Lu, H., Shi, J., Wang, Y., & Wang, R. (2019). Centrifuge modeling of tunneling-induced ground surface settlement in sand. *Underground Space*.
- Lunardi, P. (1997). Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. présoutènement et préconfinement. *Revue française de géotechnique*(80), 17–34.
- Lunardi, P. (2008). *Design and construction of tunnels*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Magnan, J.-P. (2000). Déformabilité des sols. tassements. consolidation. *Techniques de l'ingénieur. Construction*, 1(C214), C214–1.
- Mair, R., Gunn, M., & O'REILLY, M. (1982). Ground movement around shallow tunnels in soft clay. *Tunnels & Tunnelling International*, 14(5).
- Mair, R. J. (1979). *Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay* (Thèse de doctorat). Cambridge University.
- Marshall, A., Farrell, R., Klar, A., & Mair, R. (2012). Tunnels in sands : the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements. *Géotechnique*, 62(5), 385.
- Mašín, D. (2005). A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), 311–336.
- Mašín, D. (2014). Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64(3), 232–238.
- Mašín, D., & Herle, I. (June 2005). Numerical analyses of a tunnel in london clay using different constitutive models. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Proceedings of the 5th International Symposium TC28.*, Amsterdam, the Netherlands.
- Meguid, M., Saada, O., Nunes, M., & Mattar, J. (2008). Physical modeling of tunnels in soft ground : a review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), 185–198.
- Mestat, P. (1998). Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 15-32.
- Moh, Z., Ju, D. H., & Hwang, R. (1996). Ground movements around tunnels in soft ground. In *Proceedings international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (Vol. 730, pp. 725–730).
- Möller, S. C., & Vermeer, P. A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*(23), 461-475.
- Monfared, M., Delage, P., Sulem, J., Mohajerani, M., Tang, A. M., & De Laure, E. (2011). A new hollow cylinder triaxial cell to study the behavior of geo-materials with low

- permeability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(4), 637–649.
- Mroueh, H. (1998). *Tunnels en site urbain : modélisation numérique et interaction creusement - ouvrages existants* (Thèse de doctorat). Ecole Centrale de Lille.
- Mroz, Z., & Zienkiewicz, O. C. (1984). Uniform formulation of constitutive equations for clays and sands. In *Mechanics of engineering materials* (John Wiley and Sons éd., p. 415-449).
- Niemunis, A., & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials : An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 2(4), 279–299.
- Ninić, J. (2015). *Computational strategies for predictions of the soil-structure interaction during mechanized tunneling* (Thèse de doctorat). Ruhr University Bochum.
- Ocak, I. (2008). Control of surface settlements with umbrella arch method in second stage excavations of istanbul metro. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(6), 674–681.
- Ocak, I. (2009). Environmental effects of tunnel excavation in soft and shallow ground with epbm : the case of istanbul. *Environmental Earth Sciences*, 59(2), 347.
- Ochmanski, M. (2016). *Numerical analyses of the effects of tunnels construction* (Thèse de doctorat). Silesian University of Technology.
- Oke, J., Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2014). Numerical analyses in the design of umbrella arch systems. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(6), 546–564.
- Oke, J., Vlachopoulos, N., Diederichs, M., et al. (2014). Semi-analytical model of an umbrella arch employed in hydrostatic tunnelling conditions. In *48th us rock mechanics/geomechanics symposium*.
- Oke, J., Vlachopoulos, N., & Marinos, V. (2014). Umbrella arch nomenclature and selection methodology for temporary support systems for the design and construction of tunnels. *Geotechnical and geological engineering*, 32(1), 97–130.
- O'reilly, M., & New, B. (1982). *Settlements above tunnels in the united kingdom-their magnitude and prediction* (Rapport technique).
- O'Sullivan, C. (2011). Particle-based discrete element modeling : geomechanics perspective. *International Journal of Geomechanics*, 11(6), 449–464.
- Owen, D. R. J., & Hinton, E. (1980). *Finite elements in plasticity : Theory and practice*. Swansea, U.K. : Pineridge Press.
- Paternesi, A., Schweiger, H. F., & Scarpelli, G. (2017). Parameter calibration and numerical analysis of twin shallow tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(5), 1243–1262.
- Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Fnd. Engng*, 225-290.
- Peila, D. (1994). A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotechnical & Geological Engineering*, 12(3), 145–168.
- Potts, D., & Standing, J. (2016). The use of kinematic hardening models for predicting tunnelling-induced ground movements in london clay. *Géotechnique*(66), 106-120.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford.

- Rabczewicz, L. (1964a). The new austrian tunnelling method, part i. *Water Power*, 19–24.
- Rabczewicz, L. (1964b). The new austrian tunnelling method, part ii. *Water Power*, 19–24.
- Rabczewicz, L. (1965). The new austrian tunnelling method, part iii. *Water Power*, 19–24.
- Ramos Schneider, G., Garcia-Fontanet, A., Ledesma, A., Raveendra, R., & Polo Orodéa, T. (2018). Toronto-york spadina subway extension tunnelling under schulich building. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 46(2), 87–103.
- Rankin, W. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling : predictions and effects. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 5(1), 79–92.
- Ritter, S., Giardina, G., DeJong, M. J., & Mair, R. J. (2017). Centrifuge modelling of building response to tunnel excavation. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8, 22–52.
- Rouainia, M., & Muir Wood, D. (2000). A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Géotechnique*, 50(2), 153–164.
- Roux, P. (2014). Technologie du boulonnage. *Tunnels et ouvrages souterrains*, 241.
- Sakurai, S., Akutagawa, S., Takeuchi, K., Shinji, M., & Shimizu, N. (2003). Back analysis for tunnel engineering as a modern observational method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(2-3), 185–196.
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales Ponts et Chaussées*, 4, 231–236.
- Sandler, I. S. (2005). Review of the development of cap models for geomaterials. *Shock and Vibration*, 12(1), 67–71.
- Sangrey, D., Henkel, D., & Esrig, M. I. (1969). The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 6(3), 241–252.
- Sayed, M. A. (2018). Assessment of clay stiffness and strength parameters using index properties. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(3), 579 - 593.
- Schanz, T., & Vermeer, P. (2000). The hardening soil model : Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- Schofield, A. (2006). Interlocking, and peak and design strengths. *Geotechnique*, 56(5), 357–358.
- Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. London : McGraw Hill.
- Serratrice, J. F. (2002). Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : l'expérience du LRPC d'Aix en Provence. *PARAM*, 313-326.
- Serratrice, J. F., & Magnan, J. P. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de toulon. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*(6), 5-36.
- Shang, X., Hu, N., & Zhou, G. (2015). Calculation of the repulsive force between two clay particles. *Computers and Geotechnics*, 69, 272–278.
- Shin, J.-H., Choi, Y.-K., Kwon, O.-Y., & Lee, S.-D. (2008a). Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*

- Technology*, 23(3), 241–250.
- Shin, J.-H., Choi, Y.-K., Kwon, O.-Y., & Lee, S.-D. (2008b). Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), 241–250.
- Sivasithamparam, N., & Karstunen, M. (2012). An anisotropic bubble model for structured clays. *4 th International Workshop of Young Doctors in Geomechanics W(H)YDOC 12*(6).
- Sloan, S. W. (1987). Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress-strain relations. *International Journal For Numerical Methods In Engineering*, 24, 893-911.
- Sloan, S. w., Abbo, A. J., & Sheng, D. (2001). Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control. *Engineering Computations*, 18(1/2), 121-154.
- (2013). (En ligne, consulté le 28 février 2019)
- Sols Mesures. (2019). Mécanique des sols : l'essai triaxial. (Note de l'essai)
- Stiphon, A. (1978). *Theoretical and experimental investigation of the behavior of anisotropically consolidated kaolin* (Thèse de doctorat). University College, Cardiff.
- Suebsuk, J., Horpibulsuk, S., & Liu, M. D. (2010). Modified structured cam clay : A generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays. *Computers and Geotechnics*, 37, 956-968.
- Suebsuk, J., Horpibulsuk, S., & Liu, M. D. (2011). A critical state soil model for over-consolidated clays. *Computers and Geotechnics*, 38, 648-658.
- Sultan, N., Cui, Y.-J., & Delage, P. (2010). Yielding and plastic behaviour of boom clay. *Géotechnique*, 60(9), 657-666.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff bangkok clays. *Soils and Foundations*, 4, 682-697.
- Svoboda, T., & Mašín, D. (2010). *Convergence-confinement method for simulating natm tunnels evaluated by comparison with full 3d simulations*.
- Svoboda, T., Mašín, D., & Boháč, J. (2010). Class a predictions of a natm tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics*, 37(6), 817–825.
- Tijani, M. (2008). *Contribution à l'étude thermomécanique des cavités réalisées par lessivage dans des formations géologiques salines* (Habilitation à diriger des recherches). Université Pierre et Marie Curie, Paris.
- Tonon, F. (2010). Sequential excavation, natm and adeco : What they have in common and how they differ. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25, 245-265.
- Truesdell, C. A. (1960). *The rational mechanics of flexible or elastic bodies : 1638-1788 : introduction to leonhardi euleri opera omnia vol. x et xi seriei secundae*. Turici Orell Füssli.
- Truty, A., & Obrzud, R. (2015). Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37(2), 61–68.
- Vorster, T., Klar, A., Soga, K., & Mair, R. (2005). Estimating the effects of tunneling on existing pipelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), 1399–1410.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1), 89–107.

- Walter, H., Coccia, C. J., Ko, H.-Y., & McCartney, J. S. (2010). Centrifuge modeling of face excavation in tunnels with a deformable lining. *Proceedings of Geo Florida*, 2329–2338.
- Wang, H.-t., Jia, J.-q., & Kang, H.-g. (2009). Analytical approach and field monitoring for mechanical behaviors of pipe roof reinforcement. *Journal of Central South University of Technology*, 16(5), 827.
- Wang, L. Z., Li, L. L., & Lv, X. (2009). Complex variable solutions for tunneling-induced ground movement. *International Journal of Geomechanics*, 9, 63-72.
- Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge university press.
- Wu, W., Bauer, E., & Kolymbas, D. (1996). Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials. *Mechanics of materials*, 23(1), 45–69.
- Yang, C., Sheng, D., Carter, J. P., & Sloan, S. W. (2015). Modelling the plastic anisotropy of lower cromer till. *Computers and Geotechnics*, 69, 22-37.
- Yoo, C. (2002). Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. *Computers and Geotechnics*, 29(1), 73–94.
- Yu, H. S. (1998). Casm : A unified state parameter model for clay and sand. *International Journal For Numerical and Analytical Methods In Geomechanics*, 22, 1621-653.
- Yu, H.-S. (2006). *Plasticity and geotechnics*. Springer.
- Zhao, C., Lavasan, A. A., Barciaga, T., Zarev, V., Datcheva, M., & Schanz, T. (2015a). Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations—the western scheldt tunnel case. *Computers and Geotechnics*, 69, 601–614.
- Zhao, C., Lavasan, A. A., Barciaga, T., Zarev, V., Datcheva, M., & Schanz, T. (2015b). Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations—the western scheldt tunnel case. *Computers and Geotechnics*, 69, 601–614.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., & Lewis, R. (1975). Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Geotechnique*, 25(4), 671–689.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., Nithiarasu, P., & Zhu, J. (1977). *The finite element method* (Vol. 3). McGraw-hill London.

A. On the use of the soil critical state for shallow tunnels modelling

EURO :TUN 2017, Innsbruck University, Austria

S. Rachdi ¹, E. Jahangir ¹ and M. Tijani ¹

¹ Centre de Géosciences, Mines ParisTech, France

A.1 INTRODUCTION

Designing structures according to the soil response in terms of strains relies on the choice of a soil constitutive model that simulates as closely as possible the progression of plasticity zones especially for tunnels excavation. The chosen soil model should describe satisfactorily the fundamental aspects of soil behavior that influence directly the quality of the prediction of soil deformations due to excavation. It has been proven in the literature that non linearity and irreversibility of soil behavior are important features to include in tunnel modeling Addenbrooke, Potts, et Puzrin (1997). Experimentally observed soil behavior shows that soil response is not only non-linear but also irreversible and falls within the framework of critical state. In this context, Modified Cam-Clay (MCC) model , the prototype of elastoplastic models with an isotropic hardening, represents a good choice of soil model for boundary value problems analysis in geotechnical engineering practice. Loading paths around a tunnel excavation are mainly deviatoric Gilleron et Bourgeois (2016) and the shear resistance of the soil is mobilized. MCC has the drawback of the overstatement of shear resistance Gens et Potts (1988). Indeed, a deviatoric loading path that activates MCC yield surface generates a hardening of the isotropic compression part. For this reason, models with a double yielding surface that gives control of the hardening mechanisms in compression and shearing are privileged for the simulation of excavations.

Several models based on two yield surfaces (one for shearing and one for compression) have been developed for soils. Schanz and Vermeer Schanz et Vermeer (2000) developed the Hardening Soil Model (HSM) that is a double criterion yielding surface widely used to solve geotechnical problems. One of the limits of this model is its inability to reproduce the undrained shear strength when the dilatancy angle is larger than zero Truty et Obrzud (2015). From a conservative point of view, dilatancy cannot be included in plastic design strength Schofield (2006). Experiments results reveal that the peak strength of a fine grained soil is the sum of the ultimate critical state drained friction and interlocking Taylor (1948). Critical state will be reached for larger strains in the dry side if interlocking is included. However, an improper modeling of dilatancy may lead to overestimation of soil resistance. The drop of the interstitial pressure in the vicinity of an excavated tunnel in overconsolidated soils can only be simulated if the dilatancy is considered. Furthermore, tunnel excavation in low permeability soil may induce deferred settlements as the pore pressures in the ground approach a new equilibrium condition and causes a soil consolidation Wongsaroj, Sogay, et Mairy (2007).

An extended version of MCC model that include dilatancy for the dry side is presented in the

following section. It is an attempt to remedy to the drawback of overestimation of shear resistance at low confining pressures. The third section gives a comparison of the simulation of a tunnel excavation in an overconsolidated clay with Mohr-Coulomb model, MCC model and the proposed model.

A.2 Extension of Modified Cam-Clay model

The proposed model is a double yield surface model where the yield surface differ according to mean pressure value. It is identical to the Modified Cam-Clay model for loading paths in the wet side or with mean pressure p bigger than half of the consolidation pressure $p_c/2$. For $p \leq p_c/2$, the yield surface is an adapted Drucker-Prager type.

According to the theory of elastoplasticity, the total strains can be decomposed into elastic and plastic components :

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad (\text{A.1})$$

where the superscripts e and p stand, respectively, for the elastic and plastic components.

The elastic behavior is characterized with the initial void ratio e_0 and the slope of the isotropic swelling line κ in $(\ln p - e)$ plane. The elastic strains rate is given by the following equation :

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^e = \frac{\bar{\kappa}}{3p} \left(-\dot{p} \underline{1} + \frac{1+\nu}{1-2\nu} \frac{\dot{q}}{q} \underline{s} \right) \quad (\text{A.2})$$

where $\bar{\kappa} = \frac{\kappa}{1+e}$, ν is the Poisson's ratio, \underline{s} is the deviatoric stress tensor, p the mean stress and q the shear stress.

The plastic behavior is defined by a yield criterion, a hardening and a flow rule as follows.

- Yield criterion

$$f(\underline{\sigma}, \underline{\varepsilon}_v^p, \gamma^p) = \begin{cases} q - M\sqrt{p(p_c - p)} & \text{pour } p \geq p_c/2 \\ q - M\gamma p & \text{pour } p \leq p_c/2 \end{cases} \quad (\text{A.3a})$$

$$(\text{A.3b})$$

where M is the critical state stress ratio and p_c the consolidation pressure.

- Hardening rule

The evolution of the consolidation pressure with plastic volumetric strains is identical to the formulation of Modified Cam-Clay model :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\underline{\varepsilon}_v^p}{\bar{\lambda} - \bar{\kappa}}\right) \quad (\text{A.4})$$

where $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{1+e}$ with λ the slope of isotropic compression line in $(\ln p - e)$ plane. The shearing part of the yield surface is controlled by M_γ :

$$M_\gamma = M + A \left(1 - \frac{\alpha}{\gamma^p + \beta} \right) \log\left(\frac{p_c}{2p}\right) \quad (\text{A.5})$$

where γ^p is the plastic deviatoric strain and A , α and β are model parameters.

- Flow rule

$$\frac{\dot{\underline{\varepsilon}}_v^p}{\dot{\gamma}^p} = \begin{cases} \frac{M^2(p - p_c/2)}{q} & \text{pour } p \geq p_c/2 \\ M - M_\gamma & \text{pour } p \leq p_c/2 \end{cases} \quad (\text{A.6a})$$

$$(\text{A.6b})$$

On the contrary of MCC model, the elastic domain of the proposed model varies with plastic shear strains on the dry side of the critical state as illustrated in Fig.A.1.

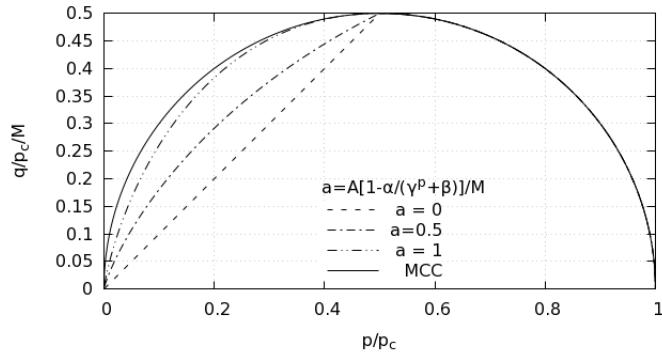


FIGURE A.1 – Evolution of the yield surface of the proposed model with a

A.2.1 Determination of model parameters

The proposed model have 8 parameters (ν , p_{c0} , $\bar{\lambda}$, $\bar{\kappa}$, M , A , α , β).

These parameters can be determined based on laboratory tests. The ideal approach to determine all the parameters is described below.

- λ , κ and p_{c0} are common parameters of MCC that can be determined by an isotropic compression test.
- M and $A(1 - \frac{\alpha}{\beta})$ can be determined by two shear tests at constant mean stress $p_1 < p_{c0}/2$ and $p_2 > p_{c0}/2$. The volumetric strain rate is equal to zero during the shear loading for $q \leq q_l(p_1)$ and $q \leq q_l(p_2)$ where $q_l(p_1)$ correspond to the limit deviatoric stress on the yield surface for $p = p_1$. A , α and β can be determined by the shear stress at constant $p_1 < p_{c0}/2$ beyond $q_l(p_1)$.

A.3 Considered problem

A.3.1 Finite element model

A realistic idealized geometry of a typical tunnel section of the Grand Paris project has been considered to identify the effect of including the concept of critical state in the tunnel design. The average axis level of metro tunnels in this project is about 20 m. The tunnel diameter is 10 m. This is the standard diameter that permits the passage of two metros with the establishment of safety appliances. In this hydro-mechanical study, the circular tunnel is excavated in a homogeneous soil layer with water table at the ground surface elevation and the pore pressure is hydrostatic.

To simulate the three dimensional problem of tunnel excavation in a two dimensional finite-element analysis, the convergence-confinement method is used Panet (1995). The excavated materiel is not modeled and a fictive pressure $p_f = (1 - \lambda)\sigma_0$ is applied to the future tunnel side walls. In the initial state, the fictive pressure is equal to the initial in-situ stress ($\lambda = 0$). The excavation is simulated by increasing the rate of stress relaxation λ from 0 to a fraction λ_f that can be equal to 1 in the absence of lining for an excavated section far enough from the working tunnel face. The value of λ_f is "empirical". It depends on the tunnel geometry, the construction patterns and the chosen constitutive model. In practice, it is determined from the ground-response curves. In this simplified study λ_f is taken equal to 0.8. The tunnel-lining effect is not evaluated. The considered finite element discretization shown in Fig.A.2 was created with the free 2D mesh generator Delos. The coupled hydro-mechanical simulation of the tunnel excavation has been performed with VIPLEF Tijani (1996). For the boundary conditions, the vertical movement is zero at the bottom and the horizontal movement is zero at the sides.

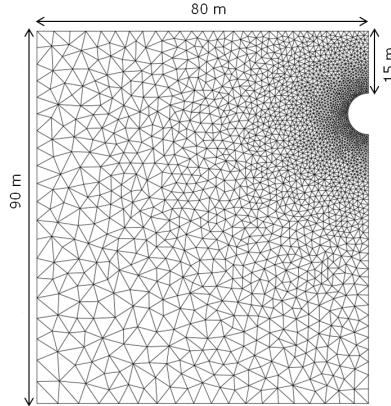


FIGURE A.2 – Geometry and finite element mesh

A.3.2 Soil parameters

In the southwestern suburban area of Paris, the plastic clay outcrops in Issy-les-moulineaux and in the Bièvre valley with a thickness between 12 and 20 m Plat, Imbault, et Donsimoni (2007). The overconsolidated clay in the Paris basin belongs to the same geological formation of London clay Filliat (1981). For this reason, soil parameters have been chosen in this simulation from the large existing literature on the London clay.

The homogeneous clay layer was modeled with three constitutive soil models. Mohr-Coulomb model (MC) was used to simulate the linear-elastic perfectly plastic soil behavior. The MCC model and its proposed extension (EMCC) were used as models including differently the critical state theory for the dry side. A constant isotropic permeability of 10^{-9} m/s was assumed. This value is realistic for London Clay and overconsolidated plastic clay in the southwestern of Paris suburb. MCC model parameters summarized in Table A.1 are the London Clay intrinsic parameters given by Gonzalez et al. Gonzalez et al. (2012). The considered parameters for MC model are summarized in Table A.2. K_0 coefficient was assumed equal to 1 in the analysis.

TABLE A.1 – Soil parameters for MCC and the proposed extension models

ν	λ	κ	e_0	p_c	M	A	α	β
0.2	0.168	0.08	0.72	1500 kPa	0.85	0.25	0.001	0.002

TABLE A.2 – Calibrated parameters for MC model

E [kPa]	ν	c [kPa]	ϕ [degrees]
15000	0.2	100	22

In order to show the differences of soil behavior for the three considered models, the stress-strain curves of the simulation of a pure triaxial shearing test at constant mean pressure are presented in Fig.A.3. The initial effective mean pressure $p = 400$ kPa was maintained constant during the shearing to simulate the deviatoric loading path at the side of the excavated tunnel. The test simulation with the proposed model was realized for three values of A . For $A = M$, the proposed model is the closest to MCC model but with a smooth behavior that is more realistic of the pic.

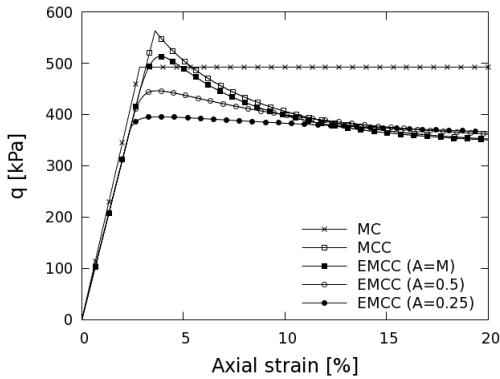


FIGURE A.3 – Stress-strain response for the three models

A.3.3 Results and comparisons

The final computed surface settlements above the tunnel after its excavation are compared for the three constitutive models in Fig A.4. A difference of about 15% is pointed out between the maximum settlement estimated by MCC model and EMCC model. Furthermore, the soil around the tunnel remained in the elastic domain when the excavation was simulated with MCC model, whereas a plastic zone developed with MC and EMCC models as shown in Fig. A.5. This indicates the importance of reducing the shear resistance of overconsolidated soil especially at low confining pressures relevant for shallow tunnels.

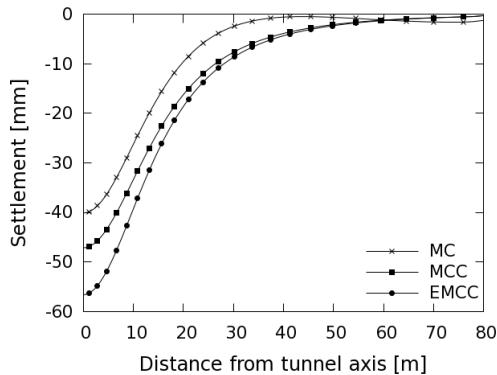


FIGURE A.4 – Surface settlements after the excavation ($\lambda_f = 80\%$)

As regards the evolution of the pore pressures due to the excavation, the highest rise on the side of the tunnel is simulated by EMCC model as illustrated in Fig.A.6. The simulation with MC model gives the lowest rise of pore pressures on the side of the tunnel and the highest reduction in pore pressure on the crown.

A.4 CONCLUSIONS

A soil constitutive model that is adapted to shear paths at small mean stresses for overconsolidated clays was firstly presented. The proposed model was applied to assess the influence of the shear softening under the critical state theory on the tunnel design. An accurate simulation of settlements due to shallow tunnels excavation cannot be performed without a proper modeling of dilatancy that gives the best

A.4. CONCLUSIONS

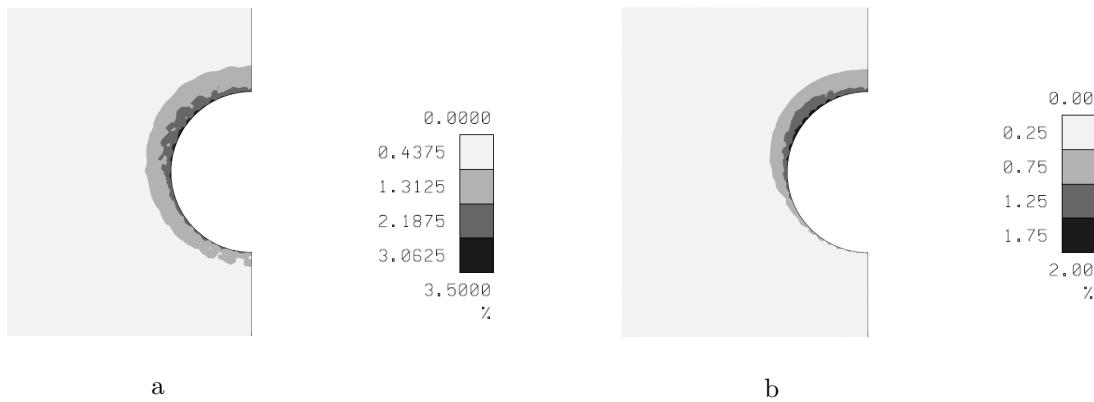


FIGURE A.5 – Norm of plastic strains after the excavation with MC (a) and EMCC (b) models

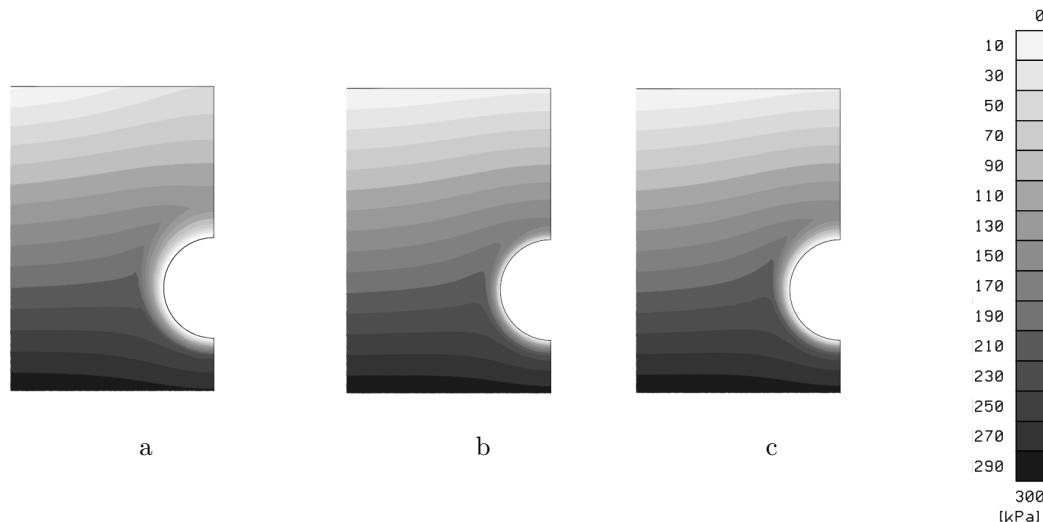


FIGURE A.6 – Pore pressures around the tunnel after excavation (a) MC, (b) MCC and EMCC models (b)

approximation of water pressure distribution. By simulating deeper settlements, the proposed extension of MCC model offers a conservative alternative for the integration of critical state theory in soil constitutive models for tunnels simulation.

References

- Addenbrooke, T. I., Potts, D. M., & Puzrin, A. M. (1997). The influence of pre-failure stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693-712.
- Filliat, G. (1981). *La pratique des sols et fondations*. Editions du MONITEUR, Paris.
- Gens, A., & Potts, D. (1988). Critical state models in computational geomechanics. *Engineering Computations*, 5(3), 178–197.
- Gilleron, N., & Bourgeois, E. (2016). Influence of deviatoric stress dependent stiffness on settlement trough width in 2d and 3d finite element modelling of tunnelling.
- Panet, M. (1995). Calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Plat, E., Imbault, M., & Donsimoni, M. (2007). *Etablissement de plans de prévention des risques naturels concernant les mouvements différentiels de terrain liés au phénomène de retrait-gonflement dans le département des hauts-de-seine*. Rapport BRGM/RP-55961-FR, Hauts-de-Seine.
- Schanz, T., & Vermeer, P. (2000). The hardening soil model : Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*.
- Schofield, A. (2006). Interlocking, and peak and design strengths. *Geotechnique*, 56(5), 357–358.
- Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. John Wiley New York.
- Tijani, M. (1996). *Short description of viplef code. coupled thermo- hydro-mechanical processes of fractured media*. Amsterdam, Elsevier Science.
- Truty, A., & Obrzud, R. (2015). Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 37(2), 61–68.
- Wongsaroj, J., Sogay, K., & Mairy, R. J. (2007). Modelling of long-term ground response to tunnelling under st james's park, london. *Geotechnique*, 57, 75-90.

B. Formulation du modèle HSM

L'idée de base du modèle HSM développé par Schanz et Vermeer (2000) est la simulation de la réponse durcissante observée dans les résultats des essais triaxiaux et sa dépendance de la pression de confinement. Pour un essai triaxial, une fonction hyperbolique, similaire à celle proposée par Kondner et Zelasko (1963), relie la déformation axiale ε_a au déviateur q . Cette relation est donnée par l'Équation B.1 et illustrée dans la Figure B.1.

$$\varepsilon_a = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q} \quad (B.1)$$

où $q_a = \frac{q_f}{R_f}$, avec q_f le déviateur à la rupture défini par le critère de Mohr-Coulomb et R_f un paramètre du modèle, strictement inférieur à 1 et généralement pris égal à 0.9 par défaut dans le logiciel Plaxis et E_{50} représente le module de rigidité sécante dans un essai triaxial drainé. Ce module est défini par rapport à une pression de référence p_{ref} et évolue avec la contrainte de confinement effective σ_3 avec une fonction puissance introduisant le paramètre m comme écrit dans l'Équation B.2.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{p_{ref} \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi} \right)^m \quad (B.2)$$

où E_{50}^{ref} est le module de référence correspondant à la pression de référence p_{ref} . La cohésion c et l'angle de frottement ϕ représentent les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb. La non linéarité de l'élasticité dépend du choix du paramètre m qui varie entre 0.5 et 1. Pour $m = 1$, une évolution similaire à celle du modèle de Cam-Caly modifié est retrouvée.

En conditions triaxiales, la surface de charge déviatorique s'écrit :

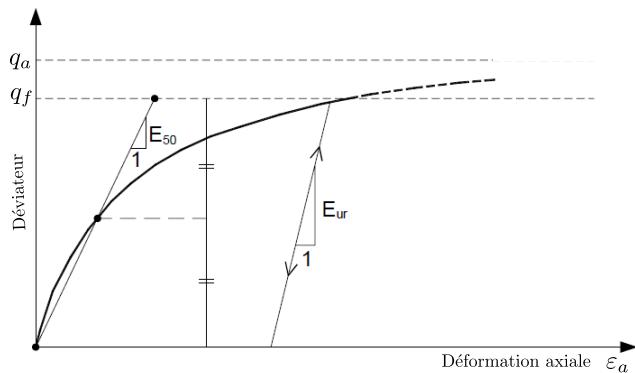


FIGURE B.1 – Relation contrainte-déformation hyperbolique pour un essai triaxial drainé classique (figure modifiée d'après (Brinkgreve, 1994))

$$f_d = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (B.3)$$

où la variable d'écrouissage est la déformation déviatorique plastique notée γ^p et le module de rigidité de déchargement/rechargement est noté E_{ur} . Son évolution est donnée par une équation similaire à l'Équation B.2 avec un module de référence E_{ur}^{ref} .

Pour les chargements en cisaillement, la règle d'écoulement non associée de ce modèle s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (\text{B.4})$$

où ε_v^p est la déformation volumique plastique et ψ_m l'angle de dilatance mobilisée qui est calculé selon le frottement mobilisé ϕ_m comme suit :

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (\text{B.5})$$

où $\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \phi}$. L'angle de dilatance critique ϕ_{cv} est calculé à partir des angles ϕ et ψ tel que $\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi}$. L'écrouissage déviatorique est activé jusqu'à atteindre le résistance en cisaillement maximale définie par le critère de Mohr-Coulomb.

L'Équation B.5 suggère que la dilatance est simulée quand l'angle de frottement mobilisé ϕ_m dépasse l'angle de frottement critique ϕ_{cv} . Cependant, la dilatance n'est pas simulée si l'angle de dilatance critique calculé ϕ_{cv} ne dépasse pas l'angle de frottement de rupture ϕ . Dans ce cas, le modèle HSM ne serait pas adapté pour la simulation des argiles surconsolidées.

L'expression de la surface de charge définissant le cap f_c est donnée par l'équation suivante :

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{N^2} + p^2 - p_c^2 \quad (\text{B.6})$$

où N est un paramètre interne du modèle calculé à partir du coefficient des terres au repos à l'état normalement consolidé K_0^{NC} et \tilde{q} est un déviateur spécifique défini tel que :

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha \sigma_3 \quad (\text{B.7})$$

où $\alpha = \frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi}$. La position du cap est déterminée à partir de la pression de préconsolidation p_c . Le calcul exact du paramètre N qui contrôle la forme du cap n'est pas présenté dans la référence de base du modèle ni dans la documentation de Plaxis.

La règle d'écrouissage volumique de ce modèle s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}_v^p = H \left(\frac{p_c + c \cot \phi}{\sigma_{ref} + c \cot \phi} \right)^{-m} \dot{p}_c \quad (\text{B.8})$$

où H est un paramètre interne du modèle calculé à partir du module œdométrique de référence E_{oed}^{ref} et du module E_{ur}^{ref} . Une approximation seulement est donnée pour le calcul de ce paramètre sans précision dans la littérature.

Ce modèle adopte une règle d'écoulement associée pour le cap mais propose aussi une limite pour annuler la dilatance quand l'indice des vides maximal du matériau est atteint. Cette option implique alors l'ajout de l'indice des vides maximal comme paramètre et montre que l'existence de l'état critique n'est pas intégré dans ce modèle.

La formulation exhaustive détaillée de ce modèle n'est pas publiée dans la littérature. En effet, la dépendance de l'estimation de la résistance du sol du coefficient des terres au repos n'est pas claire dans l'article de référence de Schanz et Vermeer (2000) ni dans la documentation du logiciel Plaxis. Pour réaliser des simulations de comparaison avec ce modèle nous ne pouvions pas l'intégrer dans le code de calcul en éléments finis VIPLEF de notre équipe mais nous devions passer par l'utilisation de Plaxis où il est implémenté.

C. Modélisation des essais à contraintes contrôlées avec VIPLEF

VIPLEF est un progiciel de résolution des problèmes de conduction thermique, d'écoulement de fluides dans milieux poreux et de mécanique des milieux continus avec la méthode des éléments finis. Cette méthode est basée sur la formulation variationnelle des équations de conservation.

La formulation globale faible d'un problème dans un milieu continu Ω peut s'identifier à une écriture symbolique C.1 qui fait intervenir une inconnue principale notée U (déplacement, pression de fluide ou température etc) et une inconnue secondaire ou une action F .

$$\delta W = \sum F \delta U \quad (\text{C.1})$$

La somme \sum dans C.1 peut être une intégrale sur le domaine $\bar{\Omega}$ occupé par le milieu continu et sur sa frontière $\partial\Omega$. On note que les inconnues U et F dans C.1 sont relatifs à un point donné \mathbf{x} .

- Si $\mathbf{x} \in \Omega$: la loi de comportement injectée dans une loi de conservation donne une relation entre U et F
- Si $\mathbf{x} \in \partial\Omega$: les conditions aux limites définissent l'une des inconnues ou une relation entre elles. On distingue trois classes de conditions aux limites :
 - Neumann : F est donnée
 - Dirichlet : U est donnée une relation entre des U est donnée
 - Mixte : F et U sont inconnues mais une relation entre U et F est donnée

Chaque condition aux limites concerne uniquement un même point $x \in \partial\Omega$.

Supposons que l'on veuille relier les conditions sur plusieurs points aux limites. Pour la clarté de ce qui suit, nous nous limiterons à deux points x_1 et x_2 . On a alors :

$$\delta W = F_1 \delta U_1 + F_2 \delta U_2 \quad (\text{C.2})$$

La résolution d'un problème avec les trois classes de conditions aux limites données ci-dessus est triviale pour tous les codes numériques. Cependant, il n'es pas évident d'imposer une relation entre F_1 et F_2 .

La relation entre F_1 et F_2 peut toujours être ramenée à une relation affine C.3 en abordant le problème complet de manière incrémentale.

$$F_2 = aF_1 + b \quad (\text{C.3})$$

où $a \neq 0$ et b sont des constantes connues et F_1 et F_2 inconnues.

En remplaçant dans C.1, on a :

$$\delta W = F_1 \delta (U_1 + aU_2) + b \delta U_2 \quad (\text{C.4})$$

Comme F_1 est inconnue et compte tenu de C.4, la valeur $U_1 + aU_2 = V$ devrait être imposée. La définition du problème revient alors à fournir :

-
- une condition de type Neumann : $F_2 = b$
 - une condition de type Dirichlet : $U_1 + aU_2 = V$

Soit une éprouvette cylindrique en état de déformations homogène ($U_1 = \varepsilon_z$; $F_1 = \sigma_z$) ; ($U_2 = \varepsilon_r = \varepsilon_\theta$; $F_2 = 2\sigma_r$). Pour imposer un chargement contrôlé en contraintes comme un cisaillement pur à pression moyenne p constante, on impose : $2\sigma_r + \sigma_z = -3p$. On a alors : $a = -1$ et $b = -3p$. Ceci revient à imposer une pression latérale $\sigma_r = \frac{3}{2}p$ et à piloter l'essai en faisant varier $V = \varepsilon_z - \varepsilon_r$ (la distorsion).

D. Performance numérique de la méthode d'intégration à rigidité constante

La performance de la méthode d'intégration proposée dans le paragraphe précédent a été évaluée en comparaison à la méthode implémentée par défaut dans Plaxis. Cette dernière est basée sur le calcul d'une matrice de rigidité tangente variable en fonction de l'état de contraintes et des éventuelles variables d'écrouissage au contraire de la méthode présentée qui est basée sur une rigidité constante.

La comparaison a été basée sur la simulation d'un essai triaxial drainé sur une éprouvette 3D dont le maillage, illustré par la Figure D.1, est constitué de 4710 éléments. Le modèle de comportement de Cam-Clay modifié a été choisi parce qu'il est intégré dans Plaxis avec sa formulation exacte et il est possible de l'introduire dans ce logiciel avec la méthode d'intégration proposée à l'aide d'une subroutine. Les paramètres retenus pour cette comparaison correspondent à ceux de l'argile de Londres résumés dans le Tableau 1.4 avec un indice de vides initial $e_0 = 1.68$. L'essai triaxial classique simulé est caractérisé par une pression de confinement de 200 kPa et un $OCR = 1.2$.

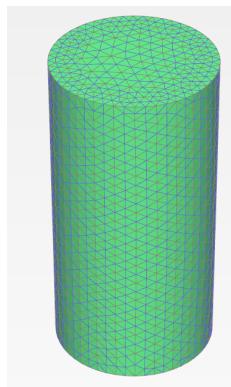


FIGURE D.1 – Maillage 3D de l'éprouvette

Les paramètres de calcul par défaut de Plaxis sont donnés dans le Tableau D.1. Le temps de calcul, pour atteindre une déformation axiale de 20%, par chacune des deux méthodes d'intégration est donné par le Tableau D.2 pour deux paramètres de calcul.

Erreur tolérée	0.01
Nombre d'itérations maximum	60
Pas de chargement	0.5

TABLE D.1 – Paramètres numériques par défaut

Comme le montre le Tableau D.2, la simulation avec la méthode d'intégration proposée ne converge pas avec les paramètres de calcul par défaut. En effet, le pas de chargement ne peut pas être adapté pour réduire l'erreur et permettre la convergence quand le modèle de comportement est introduit par l'utilisateur par une subroutine. On considère le temps de calcul avec les paramètres par défaut dans Plaxis,

un temps de référence pour la comparaison suivante, $t_r = 56.4$ s. En réduisant le pas de chargement à 0.01, les simulations avec les deux méthodes de comportement convergent. De plus, le temps de calcul est réduit de 20% avec la méthode utilisant une rigidité constante. L'augmentation du temps de calcul avec la méthode d'intégration par défaut est expliquée par le temps de calcul nécessaire au calcul de la matrice de rigidité à chaque pas de chargement.

Méthode d'intégration	Paramètres de calcul	Temps de calcul
Par défaut	Par défaut	$t_r = 56.4$ s
Rigidité constante		ne converge pas
Par défaut	Pas de chargement de 0.01	$2.4 t_r$
Rigidité constante		$0.8 t_r$

TABLE D.2 – Comparaison des temps de calcul avec les deux méthodes d'intégration

La méthode d'intégration avec une rigidité constante présente une possibilité pour l'optimisation du temps de calcul et mériterait d'être comparée à la méthode d'intégration par rigidité tangente variable pour les modèles de comportement à double écrouissage dans différents logiciels d'éléments finis avant de tirer une conclusion généralisée.

RÉSUMÉ

Le développement de l'urbanisme privilégie de plus en plus souvent la solution souterraine. Le creusement d'environ 200 km de tunnels est prévu dans les dix prochaines années en France seulement, en milieu urbain dense.

L'excavation d'une cavité dans un terrain engendre des mouvements dans le massif. Le front de taille se déplace généralement instantanément vers l'excavation. A ce déplacement d'extrusion s'ajoute la convergence des parois du tunnel. A faible profondeur, ces mouvements risquent de se propager jusqu'à la surface du terrain constituant une cuvette de tassement qui peut conduire à des désordres importants voire de nature accidentelle (tassements différentiels, développement de fontis, effondrement de constructions, etc.).

Plusieurs paramètres influencent la qualité des simulations et la prévision des déplacements induits par le creusement d'un tunnel. Le choix d'une loi de comportement est primordiale pour la modélisation des tunnels qui dépend de la réponse du sol en termes de déformations. La prédition des déplacements engendrés requière un modèle de comportement du sol rigoureux qui puisse simuler le plus fidèlement possible la réponse du sol.

Cette thèse propose un modèle de comportement adapté à la simulation du creusement de tunnel avec un mécanisme d'écrouissage déviatorique dans le cadre de la théorie de l'état critique. Ce modèle reproduit de manière satisfaisante la réponse non linéaire du sol à l'échelle des essais de laboratoire et présente une alternative sécuritaire pour les simulations à l'échelle de la structure.

L'effet de l'influence de plusieurs paramètres sur la simulation des tunnels est étudié à travers des simulations 2D et 3D avec différentes configurations et en considérant le couplage hydromécanique. Le modèle proposé est aussi utilisé pour la reproduction de mesures in-situ d'une section de tunnel du Grand Paris.

MOTS CLÉS

Tunnels en milieu urbain, tassements en surface, modèle de comportement, état critique, écrouissage déviatorique

ABSTRACT

Tunnels construction is increasingly favored as a sustainable transportation and infrastructure development system. 200km are going to be excavated only in France in the next ten years in dense urban areas.

During tunnel excavation, ground movements must be controlled and well predicted to avoid any damage on existing buildings. The tunnel face moves typically instantly toward the excavation. The tunnel wall convergence is added to the face extrusion. These movements may spread to the surface of shallow tunnels leading to significant disturbances or accidental damage (differential settlement, cave-in occurrence, buildings collapse, etc.).

Different parameters influence the quality of tunnels simulation and induced displacements prediction. The quality of those predictions closely depends on the choice of soil constitutive model. In this context, some widely used soil models in engineering practice not only fail to reproduce some characteristics of soil behavior on the constitutive level but also lead to shallower settlement.

This PhD thesis proposes an enhanced critical state model incorporating deviatoric and volumetric hardening mechanisms adapted for tunneling simulations. This model satisfactorily reproduces the nonlinear soil response to laboratory tests and enables a more conservative tunneling design.

The impact of other modeling choices is studied through 2D and 3D tunneling simulations in different configurations with the proposed soil model. Furthermore, comparison with measurements obtained from a tunnel section of the Grand Paris Project highlight the performance of the proposed model in simulating tunneling induced displacement.

KEYWORDS

Tunnels, surface settlements, soil constitutive model, critical state, deviatoric hardening